



**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE  
MAGÍSTER EN INGENIERÍA VIAL**

**Predicción de las deformaciones plásticas permanentes de mezclas  
asfálticas en caliente, correlacionando determinaciones de rigidez del  
ligante y ensayos dinámicos de carga.**

**POSTULANTE:**

**Antonio José Segovia Nájera**

**DIRECTOR:**

**H. Gerardo Botasso**

**Quito, 2014**

## RESUMEN

Las deformaciones plásticas permanentes en mezclas asfálticas en caliente representan un serio problema de seguridad y confort para los usuarios del sistema vial. Se ha probado que con el uso de métodos empíricos de diseño de mezcla en el Distrito Metropolitano de Quito, no es posible obtener un nivel de desempeño aceptable en las mezclas de superficie, colocadas en vías de alto tráfico de vehículos de carga.

Esta investigación evalúa el uso del *creep compliance* no recuperable del *ligante* asfáltico, obtenido a partir del ensayo *multiple stress creep and recovery*. Este parámetro puede ser usado para predecir el comportamiento de la mezcla ante deformaciones permanentes.

De este modo, se propone combinar un método de diseño empírico, como el método volumétrico *Superpave*, con el ensayo *wheel tracking*, y además usar la rigidez del ligante, como una herramienta de mucha utilidad para la toma de decisiones en la etapa de diseño.

## ABSTRACT

*The plastic permanent deformation in hot mix asphalt represents a serious road safety and comfort problem for the road network users. Empirical methods of mix design used in the Metropolitan District of Quito cannot achieve adequate performance levels, especially in high traffic roads mainly used by heavy weight vehicles.*

*The purpose of this study is to evaluate the accuracy of the asphalt binder's non-recoverable creep compliance calculated from the multiple stress creep and recovery test. This parameter, can be used to predict the mixture's permanent deformation behavior.*

*Therefore, the objective is to assess the value of combining an empirical mix design method, such as the Superpave volumetric method, with the wheel tracking test and the binder's stiffness, as a decision making tool for the best design selection.*

## **DEDICATORIA**

A Carmen Isabel, Tomás e Isabela.

## **AGRADECIMIENTO**

El autor agradece al personal del Laboratorio de Materiales de Construcción de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, y de manera especial a Campy Reascos, Wilson Paucar, Gonzalo Díaz y Evelyn Tapia, por su trabajo minucioso en las tareas de diseño de mezcla.

Por otro lado, se reconoce la colaboración de Chova del Ecuador y TEA por la facilidad brindada para el muestreo de ligante y agregados, respectivamente; y al Ing. Patricio Chan, de Emuldec, por su asesoría en el proceso de modificación de ligantes.

Esta investigación no hubiera podido concluirse sin el apoyo de los integrantes Centro de Investigaciones Viales (LEMaC) de la Universidad Tecnológica Nacional de La Plata (Argentina). Gracias por su profesionalismo, hospitalidad y amistad.

Merecen una mención especial el Cap. Isaac Chiriboga de LAN y Enrique Fensel del LEMaC, por su valiosa ayuda en el traslado y liberación de las muestras hacia y en Argentina.

Finalmente, el autor agradece la amistad, guía y emprendimiento de los ingenieros José Salvador Uzcátegui y Guillermo Realpe, lectores de este trabajo, y de Gerardo Botasso, director del mismo, por su inmenso soporte y largo aliento, en la realización de esta investigación.

## TABLA DE CONTENIDOS

|  |    |
|--|----|
| 1. OBJETIVOS .....   | 1  |
| 1.1. Objetivo general .....  | 1  |
| 1.2. Objetivos específicos .....                                     | 1  |
| 2. INTRODUCCIÓN .....  | 2  |
| 3. JUSTIFICACIÓN .....   | 4  |
| 4. ALCANCE.....  | 8  |
| 5. ANTECEDENTES .....  | 9  |
| 5.1. Historia de los sistemas de clasificación del ligante.....      | 9  |
| 5.2. Búsqueda de nuevos parámetros de control de ahuellamiento ..... | 10 |
| 6. FUNDAMENTACIÓN.....   | 13 |
| 6.1. Las mezclas asfálticas .....                                    | 13 |
| 6.1.1. Tipos de mezclas asfálticas .....                             | 13 |
| 6.1.1.1. Mezclas asfálticas en frío .....                            | 13 |
| 6.1.1.2. Mezclas asfálticas tibias .....                             | 14 |
| 6.1.1.3. Mezclas asfálticas en caliente .....                        | 14 |
| 6.1.1.4. Mezclas asfálticas densas .....                             | 15 |
| 6.1.1.5. Mezclas asfálticas abiertas.....                            | 15 |
| 6.1.1.6. Mezclas asfálticas discontinuas.....                        | 16 |
| 6.1.2. Agregados para mezclas asfálticas.....                        | 17 |
| 6.1.2.1. Origen y proceso de los agregados minerales .....           | 18 |
| 6.1.2.2. Características de los agregados .....                      | 19 |
| 6.1.3. Ligantes asfálticos .....                                     | 20 |
| 6.1.3.1. Composición de los ligantes asfálticos .....                | 20 |
| 6.1.3.2. Alteración de la estructura del asfalto.....                | 23 |
| 6.1.3.3. Producción de ligantes asfálticos .....                     | 25 |

|   |     |
|---|-----|
| 6.1.3.4. Características de los ligantes asfálticos .....         | 27  |
| 6.1.3.5. Reología de los ligantes asfálticos .....                | 29  |
| 6.1.4. Solicitaciones de carga .....                              | 36  |
| 6.1.5. Análisis y diseño de mezclas asfálticas .....              | 38  |
| 6.1.6. Fallas en servicio de mezclas asfálticas .....             | 40  |
| 6.1.6.1. Agrietamiento por temperatura .....                      | 40  |
| 6.1.6.2. Agrietamiento por fatiga.....                            | 40  |
| 6.1.6.3. Deformación permanente .....                             | 41  |
| 6.1.7. Métodos de diseño de mezcla asfáltica .....                | 44  |
| 6.1.7.1. Método Marshall .....                                    | 45  |
| 6.1.7.2. Método Superpave .....                                   | 49  |
| 6.1.8. Evaluación del desempeño ante deformación permanente ..... | 74  |
| 6.1.8.1. Ensayos en mezclas asfálticas.....                       | 74  |
| 6.1.8.2. Ensayos en ligantes asfálticos.....                      | 82  |
| 7. Estado de la práctica en Ecuador y el DMQ.....                 | 91  |
| 7.1. Disponibilidad y proceso de agregados .....                  | 91  |
| 7.2. Disponibilidad, proceso y composición de ligantes .....      | 91  |
| 7.3. Métodos de diseño de mezcla utilizados.....                  | 94  |
| 7.4. Tipos de mezcla utilizados .....                             | 94  |
| 7.5. Especificaciones vigentes .....                              | 95  |
| 7.6. Métodos de control de calidad de mezclas .....               | 96  |
| 7.7. Evidencias de desempeño de mezclas asfálticas .....          | 96  |
| 7.8. Resumen de hallazgos en la práctica .....                    | 98  |
| 8. METODOLOGÍA.....   | 101 |
| 8.1. Diseño del experimento .....                                 | 101 |
| 8.2. Elección de la zona de estudio.....                          | 101 |
| 8.3. Elección y muestreo de fuentes de materiales.....            | 101 |

|   |     |
|---|-----|
| 8.4. Proceso de modificación de ligantes.....       | 105 |
| 8.4.1. Spray-Oil.....                               | 106 |
| 8.4.2. BBM-WRK-2 .....                              | 107 |
| 8.4.3. BBM-EVA-601.....                             | 108 |
| 8.4.4. ELVALOY RET.....                             | 108 |
| 8.5. Elección del método de diseño de mezcla .....  | 108 |
| 8.6. Elección de parámetros de tráfico.....         | 109 |
| 8.7. Elección de tipo de mezcla .....               | 110 |
| 8.8. Evaluación de ligantes .....                   | 110 |
| 8.9. Evaluación de mezclas .....                    | 111 |
| 8.10. Correlación de variables .....                | 114 |
| 9. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....                      | 115 |
| 9.1. Caracterización de agregados .....             | 115 |
| 9.1.1. Granulometría.....                           | 115 |
| 9.1.2. Gravedad específica y absorción.....         | 116 |
| 9.1.3. Pesos unitarios .....                        | 117 |
| 9.1.4. Propiedades de consenso .....                | 119 |
| 9.1.5. Propiedades de fuente.....                   | 120 |
| 9.2. Caracterización de ligantes.....               | 120 |
| 9.2.1. Determinación del grado PG.....              | 120 |
| 9.2.2. Calificación del ligante de Esmeraldas ..... | 123 |
| 9.3. Fórmula de trabajo .....                       | 126 |
| 9.4. Resultados MSCR.....                           | 129 |
| 9.5. Resultados WTT .....                           | 136 |
| 9.5.1. Mezclas con termopolímero RET y PPA.....     | 138 |
| 9.5.2. Mezclas con BBM-EVA-601.....                 | 139 |
| 9.5.3. Mezclas con BBM-WRK-2 .....                  | 141 |

|  |     |
|--|-----|
| 9.5.4. Mezclas con AC-20 .....                               | 144 |
| 9.5.5. Mezclas con spray-oil .....                           | 148 |
| 9.5.6. Distribución de la temperatura en el ensayo WTT ..... | 149 |
| 9.6. Análisis de correlación .....                           | 149 |
| 10. CONCLUSIONES.....  | 152 |
| 11. RECOMENDACIONES.....                                     | 154 |
| 12. BIBLIOGRAFÍA .....                                       | 155 |

## LISTA DE TABLAS

|  |     |
|--|-----|
| Tabla 1. Composición típica de un asfalto de varias fuentes .....                            | 21  |
| Tabla 2. Clasificación de crudo de petróleo según su gravedad API .....                      | 26  |
| Tabla 3. Contenido de residuo de varios crudos de petróleo en el mundo .....                 | 26  |
| Tabla 4. Requisitos Superpave de diseño para mezclas asfálticas en caliente .....            | 54  |
| Tabla 5. Requisitos Superpave para propiedades de consenso de agregados .....                | 56  |
| Tabla 6. Propiedades de fuente usadas en Ecuador .....                                       | 57  |
| Tabla 7. Requisitos Superpave para una mezcla de agregados .....                             | 59  |
| Tabla 8. Tamices de control primario .....   | 59  |
| Tabla 9. Ajustes al grado de temperatura alta del ligante .....                              | 62  |
| Tabla 10. Especificación de ligante por grado de desempeño (PG 64-22) .....                  | 62  |
| Tabla 11. Relación entre las propiedades de los materiales y las fallas .....                | 63  |
| Tabla 12. Esfuerzo de compactación del SGC .....   | 63  |
| Tabla 13. Tipos de mezclas y TMN recomendados para capas de superficie .....                 | 64  |
| Tabla 14. PCS para el método Bailey .....  | 68  |
| Tabla 15. Rangos recomendados para CA .....  | 71  |
| Tabla 16. Tamices de control en el método Bailey en milímetros .....                         | 72  |
| Tabla 17. Tendencias en las relaciones de volumen de las mezclas .....                       | 73  |
| Tabla 18. Límites de especificación propuestos para mezclas en el Reino Unido .....          | 81  |
| Tabla 19. Parámetros del ensayo WTT recomendados en Argentina .....                          | 81  |
| Tabla 20. Detalle de la especificación AASHTO MP 19 .....                                    | 90  |
| Tabla 21. Composición SARA de una muestra de asfalto ecuatoriano .....                       | 93  |
| Tabla 22. Matriz de modificación del ligante .....   | 104 |
| Tabla 23. Resumen estadístico de granulometría en Ripio de Doña Ana .....                    | 115 |
| Tabla 24. Resumen estadístico de granulometría en Granillo de Doña Ana .....                 | 116 |
| Tabla 25. Resumen estadístico de granulometría en arena de Doña Ana .....                    | 116 |
| Tabla 26. Resumen estadístico de granulometría en arena triturada Doña Ana .....             | 116 |
| Tabla 27. Resumen estadístico de ensayos de gravedad específica y absorción .....            | 117 |
| Tabla 28. Resumen de valores de pesos unitarios .....  | 119 |
| Tabla 29. Resultados de partículas planas y alargadas y angulosidad de agregado grueso ..... | 119 |
| Tabla 30. Propiedades de fuente para el agregado de Doña Ana .....                           | 120 |
| Tabla 31. Ubicación de las estaciones meteorológicas consultadas .....                       | 121 |
| Tabla 32. Resumen de parámetros en calificación del ligante de Esmeraldas .....              | 124 |
| Tabla 33. Resumen de parámetros de diseño de mezcla .....                                    | 126 |
| Tabla 34. Resumen de parámetros MSCR en el ligante modificado con spray-oil .....            | 131 |
| Tabla 35. Resumen de parámetros MSCR en el ligante AC-20 .....                               | 132 |
| Tabla 36. Resumen de parámetros MSCR en el ligante modificado con BBM-WRK-2 .....            | 133 |
| Tabla 37. Resumen de parámetros MSCR en el ligante modificado con BBM-EVA-601 .....          | 134 |
| Tabla 38. Resumen de parámetros MSCR en el ligante modificado con RET+PPA .....              | 135 |

|  |     |
|--|-----|
| Tabla 39. Síntesis de parámetros MSCR en los ligantes estudiados a 58 °C .....   | 135 |
| Tabla 40. Programación de ensayos WTT .....                                      | 136 |
| Tabla 41. Resumen de indicadores del ensayo WTT.....                             | 138 |
| Tabla 42. Valores registrados de temperatura del aire en la cámara WTT, °C ..... | 149 |

## LISTA DE FOTOGRAFÍAS

|  |     |
|--|-----|
| Fotografía 1. Ejemplos de deformación permanente observados en vías del DMQ .....        | 6   |
| Fotografía 2. Distribución de temperatura en mezclas tibias y calientes.....             | 15  |
| Fotografía 3. Ejemplos de mezclas según su granulometría .....                           | 16  |
| Fotografía 4. Esquema de producción de agregados en una cantera .....                    | 19  |
| Fotografía 5. Bruce G. Marshall .....  | 46  |
| Fotografía 6. Aparato Marshall.....  | 47  |
| Fotografía 7. Wheel tracking de Hamburgo .....   | 75  |
| Fotografía 8. Asphalt pavement analyzer.....   | 76  |
| Fotografía 9. Rueda cargada del LCPC.....  | 77  |
| Fotografía 10. Dispositivos WTT británicos .....   | 78  |
| Fotografía 11. Detalle de la rueda cargada del WTT en el LEMaC .....                     | 79  |
| Fotografía 12. Ensayo MSCR .....   | 86  |
| Fotografía 13. Fuentes e industria de agregados en el DMQ.....                           | 91  |
| Fotografía 14. Torre Atmosférica y Unidad de Vacío 2 en la Refinería de Esmeraldas ..... | 92  |
| Fotografía 15. Ahuellamiento en calle Tarqui (corredor Ecovía) de Quito en 2014 .....    | 97  |
| Fotografía 16. Ahuellamiento en corredores de transporte público de Quito en 2013 .....  | 99  |
| Fotografía 17. Deformaciones en mezcla en Cumbayá en 2013.....                           | 99  |
| Fotografía 18. Otros tipos de fallas en vías del DMQ en 2013 .....                       | 100 |
| Fotografía 19. Materiales de Doña Ana .....  | 102 |
| Fotografía 20. Arena triturada de Doña Ana .....   | 103 |
| Fotografía 21. Muestreo de agregados en la planta de TEA .....                           | 104 |
| Fotografía 22. Muestreo de ligante .....   | 105 |
| Fotografía 23. Sistema de modificación utilizado.....                                    | 106 |
| Fotografía 24. Modificación con spray-oil .....  | 107 |
| Fotografía 25. Modificación con BBM-WRK-2 .....  | 107 |
| Fotografía 26. Modificación con BBM-EVA-601 .....  | 108 |
| Fotografía 27. Modificación con ELVALOY RET .....  | 109 |
| Fotografía 28. Compactador giratorio Superpave.....                                      | 110 |
| Fotografía 29. Equipo usado para evaluación de rigidez del ligante .....                 | 111 |
| Fotografía 30. Elaboración de muestras cilíndricas .....                                 | 112 |
| Fotografía 31. Proceso de ensamble de muestras para wheel tracking.....                  | 112 |
| Fotografía 32. Muestras de ensayo wheel tracking terminadas .....                        | 113 |

|  |     |
|--|-----|
| Fotografía 33. Equipo wheel tracking del LEMaC .....                 | 113 |
| Fotografía 34. Proceso de granulometrías.....                        | 115 |
| Fotografía 35. Proceso para gravedades específicas y absorción ..... | 118 |
| Fotografía 36. Proceso para determinación de pesos unitarios .....   | 118 |
| Fotografía 37. Determinación de gravedad específica en mezclas ..... | 128 |
| Fotografía 38. Detalle de muestra 01 RET ensayada en WTT .....       | 139 |
| Fotografía 39. Detalle de muestra 02 RET ensayada en WTT .....       | 140 |
| Fotografía 40. Detalle de muestra 05 EVA ensayada en WTT .....       | 141 |
| Fotografía 41. Detalle de muestra 06 EVA ensayada en WTT .....       | 142 |
| Fotografía 42. Detalle de muestra 03 WRK ensayada en WTT.....        | 143 |
| Fotografía 43. Detalle de muestra 04 WRK ensayada en WTT.....        | 144 |
| Fotografía 44. Detalle de muestra 07 AC20 ensayada en WTT .....      | 145 |
| Fotografía 45. Detalle de muestra 08 AC20 ensayada en WTT .....      | 146 |
| Fotografía 46. Detalle de muestra 09 CRA ensayada en WTT.....        | 147 |
| Fotografía 47. Detalle de muestra 10 CRA ensayada en WTT.....        | 148 |

## LISTA DE ILUSTRACIONES

|  |    |
|--|----|
| Ilustración 1. Ubicación espacial de fallas por deformación permanente .....                   | 6  |
| Ilustración 2. Bandas granulométricas para distintos tipos de mezclas .....                    | 17 |
| Ilustración 3. Representaciones de los hidrocarburos alifáticos saturados .....                | 22 |
| Ilustración 4. Representación de hidrocarburos cíclicos saturados.....                         | 22 |
| Ilustración 5. Representación de hidrocarburos aromáticos polares .....                        | 23 |
| Ilustración 6. Esquema de la estructura del asfalto .....                                      | 24 |
| Ilustración 7. Proceso de destilación en la refinería de Esmeraldas .....                      | 28 |
| Ilustración 8. Representación de respuestas en materiales viscoelásticos .....                 | 30 |
| Ilustración 9. Distintas representaciones de linealidad en materiales .....                    | 31 |
| Ilustración 10. Esquema del grupo de ensayos Superpave.....                                    | 32 |
| Ilustración 11. Comportamiento de fluidos .....  | 33 |
| Ilustración 12. Gráficas de esfuerzo de corte y deformación unitaria en un ensayo con DSR..... | 34 |
| Ilustración 13. Variación de propiedades reológicas en asfaltos de distintas edades .....      | 35 |
| Ilustración 14. Representación de la respuesta mecánica del pavimento con carga de rueda.....  | 37 |
| Ilustración 15. Relación entre presión de inflado y presión de contacto de un neumático.....   | 38 |
| Ilustración 16. Mecanismos de deformación permanente .....                                     | 42 |
| Ilustración 17. Progresión de deformaciones unitarias permanentes .....                        | 43 |
| Ilustración 18. Volumen considerado para gravedades específicas en agregados.....              | 50 |
| Ilustración 19. Componentes volumétricos de las mezclas .....                                  | 53 |
| Ilustración 20. Ejemplo de representación granulométrica Superpave.....                        | 59 |
| Ilustración 21. Esquema de ubicación de los puntos de medición de la temperatura .....         | 61 |

|  |     |
|--|-----|
| Ilustración 22. Grados de desempeño para ligantes, según AASHTO M 320 .....                      | 61  |
| Ilustración 23. Síntesis del método de diseño de mezclas Superpave .....                         | 65  |
| Ilustración 24. Tipos de mezcla en función del peso unitario elegido de gruesos (CUW) .....      | 69  |
| Ilustración 25. Empaquetamiento del agregado grueso.....   | 71  |
| Ilustración 26. Relación entre período de carga y separación entre ejes .....                    | 83  |
| Ilustración 27. Concepto de viscosidad “corte cero” .....  | 84  |
| Ilustración 28. Deformación unitaria en el tiempo en un ensayo MSCR.....                         | 85  |
| Ilustración 29. Detalle de un ciclo de ensayo MSCR .....   | 87  |
| Ilustración 30. Resultado de las pruebas de MSCR versus módulo de rigidez .....                  | 89  |
| Ilustración 31. Ejemplos de granulometría de mezcla asfáltica en el DMQ.....                     | 95  |
| Ilustración 32. Granulometrías de la mezcla en corredor Trolebús .....                           | 98  |
| Ilustración 33. Ubicación de fuentes de agregados en la zona de estudio.....                     | 102 |
| Ilustración 34. Curvas granulométricas del agregado de Doña Ana .....                            | 117 |
| Ilustración 35. Temperaturas históricas del aire en las estaciones Tababela y La Tola .....      | 121 |
| Ilustración 36. Temperaturas del aire promedio (2007-2008) en estación NQIA .....                | 122 |
| Ilustración 37. Cálculo del grado PG para el valle de Tumbaco .....                              | 123 |
| Ilustración 38. Carta de viscosidad de ligante de Esmeraldas sin modificar .....                 | 125 |
| Ilustración 39. Curvas granulométricas de las pruebas de mezcla.....                             | 126 |
| Ilustración 40. Curvas volumétricas en la mezcla M6 .....  | 128 |
| Ilustración 41. Curvas MSCR para los ligantes estudiados .....                                   | 129 |
| Ilustración 42. Curva MSCR del ligante modificado con spray-oil .....                            | 130 |
| Ilustración 43. Curva MSCR del ligante AC-20 .....   | 131 |
| Ilustración 44. Curva MSCR del ligante modificado con BBM-WRK-2 .....                            | 132 |
| Ilustración 45. Curva MSCR del ligante modificado con BBM-EVA-601.....                           | 133 |
| Ilustración 46. Curva MSCR del ligante modificado con RET+PPA.....                               | 134 |
| Ilustración 47. Curvas de deformación en ensayo WTT .....  | 137 |
| Ilustración 48. Correlación entre $J_{nr\ 3.2}$ , 58 °C y $RD_{air}$ a 10000 ciclos, 60 °C ..... | 150 |
| Ilustración 49. Correlación entre $J_{nr\ 3.2}$ , 58 °C y $WTS_{air}$ , 60 °C.....               | 150 |

# 1. OBJETIVOS

## 1.1. Objetivo general

Valorar las deformaciones plásticas permanentes en mezclas asfálticas en caliente típicas del Distrito Metropolitano de Quito (DMQ), estableciendo una correlación entre los ensayos *multiple stress creep and recovery* (MSCR) y *wheel tracking test* (WTT).

## 1.2. Objetivos específicos

Establecer criterios de diseño en las especificaciones ecuatorianas que contemplen la valoración del desempeño de mezclas asfálticas en caliente bajo ensayos de sollicitación dinámica.

Analizar la situación actual de los diseños de mezclas asfálticas en caliente en el DMQ, en comparación con los valores de desempeño deseables para el criterio de deformación plástica permanente.

Analizar el aporte del cambio de las rigideces del *ligante* en las deformaciones plásticas obtenidas mediante ensayos de simulación.

Validar el método de ensayo *multiple stress creep and recovery* para su utilización en la predicción de deformaciones permanentes de mezclas locales.

## 2. INTRODUCCIÓN

El desempeño funcional y estructural de los pavimentos, así como las condiciones de seguridad de los mismos, están enlazados al proceso de diseño de los materiales que integran la estructura. Por lo tanto, la selección de los criterios de diseño tiene una gran relevancia en el camino hacia la consecución de estructuras más durables y seguras, con un impacto positivo en las variables económicas y sociales de un determinado territorio.

Las mezclas asfálticas, comúnmente se aplican en capas de base y superficie de pavimentos y su uso a nivel mundial ha alcanzado aceptación, debido a que las técnicas de pavimentación son menos costosas, considerando los materiales utilizados y las demoras de tráfico (Asphalt Pavement Alliance, 2010). En Ecuador el 70 % (6 733 km) de las vías de la Red Vial Estatal tienen superficie de rodadura con mezcla asfáltica (Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2014). La Red Vial Estatal conforma la malla principal de carreteras del país y con sus 9 626 km representa alrededor del 24 % de la Red Vial Nacional (el Ministerio de Transporte y Obras Públicas estima que la longitud de la Red Vial Nacional es de aproximadamente 40 000 km).

La tecnología de las mezclas asfálticas actualmente presenta una tendencia hacia el estudio de su desempeño mecánico en servicio, a diferencia del tratamiento puramente empírico en el pasado. En este contexto, se han desarrollado técnicas de ensayo avanzadas tanto para la mezcla como para el *ligante* bituminoso.

Las deformaciones plásticas permanentes, junto con las fisuras por temperatura y por fatiga, constituyen el enfoque principal de los estudios sobre mezclas asfálticas, siendo la durabilidad de las mismas el principal objetivo. En el Ecuador, las especificaciones generales vigentes para caminos (Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, 2002) exigen la evaluación de la mezcla ante deformaciones plásticas y fatiga, para proyectos con tráfico “muy pesado”. A pesar de esto, la aplicación de estas exigencias ha sido limitada y se conocen pocos ejemplos de uso en procesos de diseño y control.

Por otro lado, se ha podido observar en el país de manera generalizada, que las fallas en los pavimentos asfálticos se presentan a edades tempranas (1 a 5 años), suponiendo costos de operación altos y exponiendo a los usuarios a condiciones

de riesgo por la disminución de las condiciones de seguridad de la superficie. Estos resultados exigen un mejor entendimiento del comportamiento de los materiales, de los métodos de diseño y control, de las técnicas constructivas utilizadas y de las especificaciones desarrolladas para conseguir un desempeño aceptable.

Esta investigación, desarrollada en conjunto en el Laboratorio de Materiales de Construcción (LMC) de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador (PUCE) y en el Centro de Investigaciones Viales (LEMaC) de la Universidad Tecnológica Nacional de La Plata (Argentina), pretende aportar a la consecución de un marco de estudios base para el desarrollo de protocolos de diseño y especificaciones coherentes con la realidad de los materiales disponibles en el medio y de las solicitaciones de carga y temperatura esperadas.

Se busca analizar la capacidad de predicción de deformaciones plásticas permanentes de mezclas asfálticas, a través de determinaciones rigidez del ligante, utilizando protocolos de ensayo normalizados. Se ha usado el método AASHTO<sup>1</sup> TP 70 para determinar el *creep compliance* (el inverso del módulo de corte) del ligante, comparado con la deformación resultante de la mezcla asfáltica sometida a ciclos de carga dinámicos (*wheel tracking*) de acuerdo a la norma BS EN 12697-22.

---

<sup>1</sup> American Association of State Highway and Transportation Officials

### 3. JUSTIFICACIÓN

Las deformaciones plásticas permanentes de mezclas asfálticas están asociadas al desplazamiento del material ante la aplicación de cargas de tráfico de distinta magnitud y en condiciones fluctuantes de temperatura. Un patrón común en este fenómeno es la formación de huellas, o surcos, de donde deriva la denominación común de *ahuellamiento*.

Vansauskas & Bogdevičius (2009), demostraron a través de modelos matemáticos, que la circulación de vehículos a través de una superficie irregular (con surcos) se vuelve inestable, afectando la seguridad del vehículo y sus ocupantes.

De acuerdo a múltiples criterios, el problema de seguridad puede empeorar si se suma la presencia de agua. La formación de huellas, altera la configuración de drenaje de la superficie de la vía, permitiendo la acumulación de agua en los surcos, lo cual deriva en un potencial peligro de *hidroplaneo* para los vehículos circulantes (Federal Highway Administration, 2001). McGuee, Nabors & Baughman (2009), mencionan que una capa delgada de agua puede causar el hidroplaneo de automotores a velocidades de 56 *km/h*. Además, advierten sobre el desarrollo de un comportamiento defensivo de los conductores, los cuales al detectar la presencia de agua, pueden cambiar súbitamente el curso del vehículo y exponerse al tráfico opuesto o al que viaja en otros carriles en la misma dirección. Garnica, Delgado & Sandoval (2005), presentan conclusiones de otros investigadores, según las cuales, las condiciones suficientes para causar el hidroplaneo serían pendientes transversales de alrededor del 2 % y huellas con un valor de aproximadamente 1.25 *mm*.

Sumado a esto, la progresión del fenómeno de ahuellamiento puede generar fisuración y desintegración total del material (Parker & Brown, 1992). La Guía de Diseño Empírico-Mecanicista de pavimentos de *National Cooperative Highway Research Program* (ARA & ERES Consultants Division, 2004) enfatiza que los criterios de diseño tratan de evitar las condiciones de trabajo de los materiales que puedan mermar la capacidad de la estructura para soportar cargas, con la consecuente necesidad de mantenimiento. Según Hao & Hachiya (2004), los ahuellamientos excesivos requieren mantenimiento y rehabilitación prematura, con una reducción en la vida de servicio del pavimento.

En Ecuador, el fenómeno de ahuellamiento ha sido observado frecuentemente. En la ciudad capital, Quito, a mediados de los años 90, se construyeron carriles exclusivos para transporte masivo, a ser utilizados por trolebuses articulados. El diseño de mezcla incluyó la evaluación de un número limitado de muestras a través del ensayo de carga repetida axial. No se han encontrado reportes que evidencien un control de calidad de mezcla por desempeño durante la etapa de construcción. A los pocos meses de entradas en servicio, las pistas de rodadura presentaron huellas profundas, lo cual condujo a una serie de reparaciones a lo largo de varios años, para finalmente reemplazar la superficie de rodadura por losas de hormigón (2011). La experiencia se repitió en otros corredores exclusivos de transporte público de la ciudad, como la Ecovía, construida en 1999. La Fotografía 1, muestra señales de surcos con distintas severidades. Adicionalmente, uno de los accesos principales a la ciudad de Quito, la vía E28 (conocida como vía Interoceánica), que conecta a la ciudad con centros poblados rurales como Cumbayá y Tumbaco, además de ser el enlace entre las regiones Sierra y Oriente del país, y con una circulación importante de vehículos pesados (aproximadamente 10 mil vehículos diarios, medidos en un estudio en 2010 <sup>2</sup>) muestra señales de deformaciones plásticas permanentes. Otro ejemplo, de los tantos encontrados en el DMQ, es el del paradero de buses interparroquiales ubicado en la población de Cumbayá (Fotografía 17), donde la mezcla ha tenido un desplazamiento de varios centímetros a los pocos días de puesta en servicio (2013).

En la Ilustración 1 se despliega la ubicación espacial de fallas por ahuellamiento reportadas en este estudio. Los puntos mostrados están ubicados en corredores de transporte público y en vías troncales de la ciudad y sus poblaciones satélites, donde circula un importante número de usuarios que potencialmente estarían expuestos a problemas funcionales, estructurales y de seguridad en las vías.

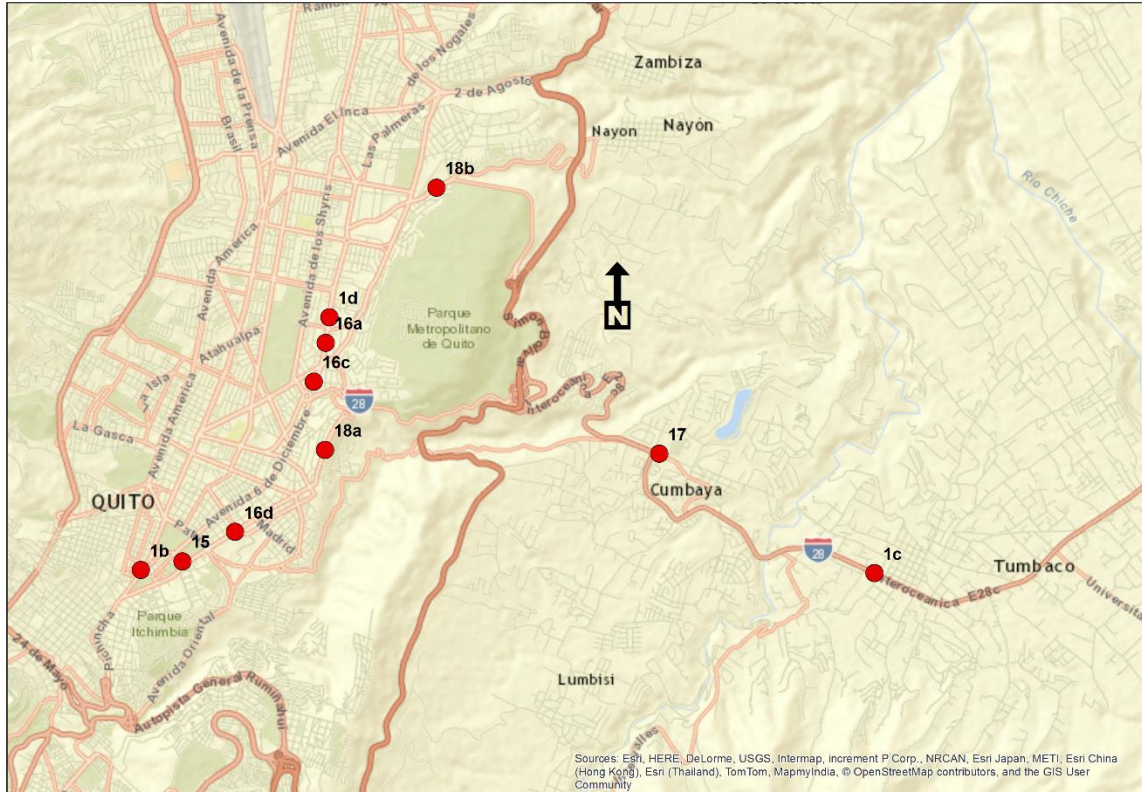
El mantener el actual estado de la práctica de técnicas de diseño, construcción y control, bajo pliegos de especificaciones sin una dirección contundente hacia acciones que incluyan parámetros de desempeño, conduciría a un escenario donde los proyectos viales se realicen de forma no sustentable, con la necesidad de asignar una parte importante de los presupuestos de los gobiernos seccionales al

---

<sup>2</sup> Estudio de la Empresa Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas

mantenimiento y reconstrucción de pavimentos, con un costo alto por accidentes asociados a la condición de la superficie.

Ilustración 1. Ubicación espacial de fallas por deformación permanente



Nota: El código junto a los puntos rojos indica el número de la fotografía correspondiente

Fotografía 1. Ejemplos de deformación permanente observados en vías del DMQ



a. Av. Tarqui (Ecovía, agosto 2013) b. Av. 10 de Agosto (Trolebús, junio 2011) c. vía E28 (Tumbaco, agosto 2011) d. Av. 6 de Diciembre (Ecovía, febrero 2013)

Con estos antecedentes, se ha considerado oportuna la aplicación de técnicas de ensayo disponibles, para determinar de una forma expedita el potencial de los ligantes bituminosos utilizados en procesos de diseño de mezclas asfálticas en caliente, para controlar el desarrollo de deformaciones plásticas permanentes. La relación entre la rigidez del ligante (*creep compliance*) con MSCR y la deformación permanente bajo el ensayo WTT, será evaluada para determinar la capacidad de predicción de la primera variable. Si la correlación es aceptable, con la acumulación de información de distintos tipos de muestra, será posible desarrollar especificaciones preliminares para su uso en guías de diseño locales, orientadas al desempeño de los materiales.

#### **4. ALCANCE**

El presente trabajo se centra en el análisis de una mezcla asfáltica experimental en caliente, la cual ha sido diseñada bajo el criterio Superpave, utilizando agregados de Guayllabamba, cantera Doña Ana, combinados con un ligante de control de la refinería de Esmeraldas (grado de viscosidad AC-20) y cuatro modificaciones distintas del mismo, con el fin de obtener un amplio espectro de rigideces. Para reducir el efecto de los agregados se ha mantenido la estructura de los mismos en todos los especímenes de prueba. El ligante ha sido evaluado con un reómetro de corte dinámico (DSR) bajo el ensayo MSCR de acuerdo a la norma AASHTO TP 70, mientras que las mezclas han sido probadas con el *wheel tracking* a 60 °C conforme con el protocolo BS EN 12697-22.

## 5. ANTECEDENTES

### 5.1. Historia de los sistemas de clasificación del ligante

El sistema de clasificación de ligantes asfálticos por grado de viscosidad (especificación ASTM<sup>3</sup> D3381) fue establecido en Estados Unidos a inicios de la década de 1960 (National Center for Asphalt Technology, 2006), como una alternativa al sistema empírico vigente en ese entonces (grado de penetración, especificación ASTM D946). El grado de penetración tiene la desventaja principal de clasificar al asfalto a través de un ensayo de consistencia del material ejecutado a una temperatura que simula la temperatura media de operación (elegida en 25 °C). Por otro lado, la correlación de la consistencia con el desempeño de los pavimentos está limitada a la dimensión del experimento de comparación (Asphalt Institute, 2007). Como consecuencia se pudo observar, por ejemplo, que ciertos pavimentos asfálticos con temperaturas elevadas en servicio ofrecieron un comportamiento débil (Santucci, 2005).

Buscando evitar fallas encontradas en el pasado en las mezclas asfálticas, el grado de viscosidad usa el control de la viscosidad del material a temperaturas altas en servicio (60 °C) y la consistencia (penetración) a temperaturas medias de servicio (25 °C). Sin embargo, las condiciones en las que fue desarrollado originalmente el sistema de calificación cambiaron con el tiempo, al experimentarse crudos de distintas fuentes y la evolución de los vehículos de carga (Citgo, 2000), haciéndose evidente la poca correspondencia entre crudos de diferente origen y el mismo grado de viscosidad, con su desempeño en campo. Debe mencionarse que los ligantes modificados no pueden clasificarse apropiadamente en el sistema de grado de viscosidad, ya que los componentes elásticos del material no pueden ser detectados en un ensayo fundamental como es el de viscosidad (Asphalt Institute, 2007).

En 1987, se estableció en Estados Unidos el programa de investigación *Strategic Highway Research Program* (SHRP), dentro del cual se desarrollaron nuevos protocolos de ensayo para ligantes que fueron adoptados para evaluar

---

<sup>3</sup> ASTM International fue conocida antes como American Society for Testing and Materials

indirectamente a través de ensayos mecánicos, el desempeño potencial de los pavimentos bituminosos en distintas temperaturas de servicio, las mismas que están asociadas a las fallas consideradas como las más importantes a combatir: fisuras por baja temperatura, fisuras por fatiga y ahuellamiento. Se eligió el reómetro de corte dinámico (DSR) como instrumento de ensayo para controlar la aportación del ligante a los fenómenos de desarrollo de ahuellamiento y fatiga. De acuerdo a una revisión teórica, se estableció que el ahuellamiento es el producto de las deformaciones permanentes acumuladas en varios ciclos de carga y el problema se centró en minimizar la energía disipada en los ciclos de carga. Las pruebas iniciales se ejecutaron en un número pequeño de muestras, y se determinó que el parámetro que controla la energía disipada es el módulo complejo de corte dividido para el seno del ángulo de fase del material,  $|G^*|/\sin \delta$ . Pruebas posteriores de validación con mezclas a escala real, desnudaron las limitaciones de este parámetro para correlacionarse con el ahuellamiento observado en campo, con una mejor respuesta en mezclas elaboradas con ligantes no modificados (Gibson, et al., 2012). A pesar de las falencias, el nuevo sistema de clasificación se estableció como grado por desempeño (grado PG, especificación AASHTO M 320) bajo la marca de *Superpave* (*Superior Performing Asphalt Pavements*).

## **5.2. Búsqueda de nuevos parámetros de control de ahuellamiento**

Con el objetivo de establecer un mejor parámetro para el control de la deformación permanente en mezclas asfálticas, se han realizado varios trabajos que por su relevancia y relación con el presente estudio, se citan a continuación.

Gibson, et al. (2012) desarrollaron un estudio para *Federal Highway Administration* (FHWA) con el objetivo de encontrar ensayos candidatos de ligantes para reemplazar a los ensayos vigentes en el sistema Superpave. Se probaron varios ligantes con una clasificación similar para temperaturas altas, es decir que tienen un mismo grado para el control de ahuellamiento, pero teniendo distintos procesos de modificación. Las técnicas de ensayo incluyeron la rigidez no recuperable basada en pruebas oscilatorias (usando el DSR), que incluye un parámetro de control refinado en 2001 por A. Shenoy:

$$\frac{|G^*|}{1 - \frac{1}{\tan \delta \cdot \sin \delta}}$$

Este parámetro controla la deformación unitaria no recuperable del ligante, siendo necesario maximizar su valor para disminuir la deformación. Otra de las técnicas de ensayo probadas en este estudio fue el ensayo de MSCR, que también usa el DSR como plataforma. El MSCR, provee de información acerca de la capacidad de recuperación elástica del ligante y su contribución al desarrollo de la deformación permanente. Además, se evaluaron los ensayos de viscosidad a corte cero y a bajo corte en el DSR. Las pruebas de mezcla a escala real en una pista de carga acelerada (ALF), fueron complementadas con ensayos a escala de laboratorio, incluyendo la prueba de pista de Hamburgo (HWT), la prueba de pista francesa (FRT), el ensayo de corte repetido a altura constante (RSCH), el módulo dinámico y ángulo de fase y el número de flujo con la máquina de desempeño de mezclas asfálticas (AMPT). Aunque el estudio involucró un grado alto de complejidad, sus autores cuestionaron el número limitado de pruebas para llegar a una conclusión definitiva. Se encontró que la prueba de número de flujo en AMPT es un buen indicador para desempeño de mezclas, al contrario de las pruebas de pista en laboratorio, que no mostraron la tendencia esperada con respecto al comportamiento en las pruebas ALF. Por otra parte, los indicadores del MSCR tuvieron una calificación estadística alta, con ventaja sobre el parámetro de Shenoy, mientras que los ensayos de viscosidad, aunque fueron los mejor calificados estadísticamente, fueron criticados por no reflejar el efecto de la modificación con polímero. En esta investigación se confirman los defectos del parámetro actual de Superpave, para predecir deformaciones permanentes.

De manera similar al estudio anterior, (Sandoval & Cremades) compararon los indicadores de Shenoy, MSCR, viscosidad a corte cero y el parámetro actual de Superpave, al evaluar ligantes de un mismo PG de temperatura alta pero con distintas estructuras de modificador. Se destaca la capacidad del ensayo MSCR de “rescatar la memoria elástica” del ligante, en contraste con el parámetro actual de Superpave. Como complemento, se probaron mezclas elaboradas con los mismos ligantes en el ensayo de WTT, manteniendo la misma estructura de agregado. Debido a un escaso número de muestras, se observaron inconsistencias en las

tendencias de rigidez de las mezclas elaboradas con 3 de los 5 ligantes, con respecto a los resultados de rigidez del ligante.

Por otra parte (Segovia & Botasso, 2011), plantearon una correlación entre el *creep compliance* (inverso del módulo de corte) no recuperable del ligante, medido con MSCR y el valor de rigidez de mezcla con la prueba europea BS EN 12697 – 26 (módulo de rigidez por tensión indirecta). Los resultados, ejecutados sobre una mezcla experimental con materiales del DMQ, mostraron una buena correlación en un número limitado de muestras (diez).

Finalmente, se menciona el trabajo de Contreras, Guisado, Moreno & Pérez (2013), donde también se estudia la correlación entre indicadores reológicos del ligante (como viscosidad a corte cero, la temperatura de equi-viscosidad y el porcentaje de recuperación del MSCR) y ensayos de desempeño en mezclas como el WTT, el ensayo de compresión cíclica (norma BS EN 12697 – 25) y el ensayo de *creep*. En este estudio se encontró buena correlación entre el porcentaje de recuperación del ligante (MSCR) y el de la mezcla (*creep*). De igual modo, se obtuvo correspondencia en la tendencia del *creep compliance* de la mezcla y del ligante.

## **6. FUNDAMENTACIÓN**

### **6.1. Las mezclas asfálticas**

Las mezclas asfálticas son un material de construcción ampliamente utilizado en el mundo, principalmente como material de pavimentación. Este tipo de mezclas se conforman de fragmentos de piedra de alta calidad con una granulometría determinada, unidos con ligantes asfálticos producto de la refinación del petróleo, compactados a una densidad apropiada. La función de las mezclas asfálticas para pavimentación es resistir las cargas aplicadas por los vehículos, manteniendo su forma y conservando la integridad de su estructura en el tiempo. En la mayoría de usos, las capas de mezcla asfáltica se diseñan para impermeabilizar las capas inferiores del pavimento. En la actualidad, las técnicas de mezcla han evolucionado desde sus orígenes empíricos, involucrando distintas temperaturas de construcción, el uso de los ligantes modificados, inclusión de mezcla triturada reciclada y ciertos aditivos. La tendencia histórica en esta tecnología apunta a la mejora de su desempeño en servicio.

#### **6.1.1. Tipos de mezclas asfálticas**

Las mezclas asfálticas pueden clasificarse de acuerdo al rango de temperatura de construcción, de acuerdo a la granulometría de sus agregados y en función de su utilidad en la estructura del pavimento. La temperatura usada en el diseño de las mezclas se elige por conveniencia en la construcción, dependiendo de las condiciones climáticas prevalecientes en el sitio de obra y la reología del asfalto. La granulometría de la mezcla de agregados es uno de los factores que influyen directamente en el empaquetamiento de las partículas de agregados y por lo tanto, en las propiedades volumétricas que se necesitan para cumplir con un determinada exigencia de tráfico (Pine, 2011).

##### **6.1.1.1. Mezclas asfálticas en frío**

Las mezclas en frío, son mezclas que usan emulsión asfáltica como medio ligante, facilitando su proceso de incorporación al agregado. El uso de asfaltos diluidos para mezclas en frío ha sido restringido en algunos países debido a las emisiones

asociadas a la separación de los solventes, aunque siguen vigentes en países como Ecuador. Estas mezclas generalmente se trabajan a temperatura ambiente y a menudo se diseñan en proyectos con un nivel de tráfico medio y bajo, aunque pueden estar asociadas a proyectos con tráfico alto cuando se colocan en capas inferiores del pavimento, como base asfáltica (Asphalt Institute, 2007).

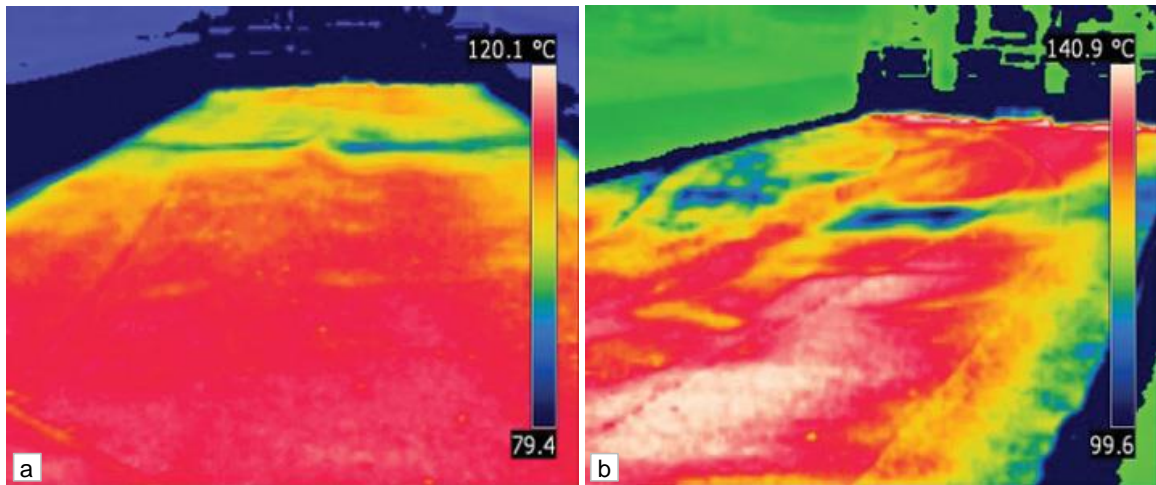
#### 6.1.1.2. *Mezclas asfálticas tibias*

Este tipo de mezclas, cuyo desarrollo se dio en Europa y que ha sido introducido en Norteamérica en la última década (Asphalt Institute, 2007), usa distintas tecnologías que permiten reducir la temperatura de mezclado y compactación, con un ahorro sustancial en el consumo de energía en los procesos constructivos, disminuyendo la viscosidad del asfalto y ganando trabajabilidad durante el mezclado y la compactación. Los rangos de temperaturas de trabajo pueden estar entre 65 y 140 °C (Zaumanis, 2010).

#### 6.1.1.3. *Mezclas asfálticas en caliente*

Esta tecnología, que es la más común en la práctica, emplea temperaturas de mezclado y compactación en un rango entre 100 y 190 °C, dependiendo del asfalto usado en la mezcla. La temperatura elegida para la mezcla será la que asegure un nivel de viscosidad en el asfalto que permita cubrir completamente los fragmentos de agregado para lograr una mezcla uniforme. De manera similar, la temperatura de compactación deberá lograr un acomodo y densificación apropiada de las partículas para cumplir con parámetros estructurales y de duración de la mezcla. Con frecuencia, los contratistas encuentran dificultades en obtener ventanas de tiempo adecuadas para trabajar, durante las cuales se mantengan las temperaturas de compactación ideales, bajo condiciones ambientales del sitio de trabajo, como temperatura del aire, velocidad del viento, etc. En la Fotografía 2 se resalta, a través de imágenes térmicas, las diferencias en uniformidad de temperatura entre mezclas asfálticas tibias y calientes recién colocadas. Mientras en la mezcla tibia se han logrado áreas uniformes de temperatura, en la mezcla en caliente se evidencia segregación térmica.

Fotografía 2. Distribución de temperatura en mezclas tibias y calientes



a. Mezcla tibia en b. Mezcla en caliente. Fotografías cortesía de Lafarge North America. Tomado de Hot-Mix Magazine. Vol. 16, No. 2. 30 de agosto de 2011. En: The Performance Factor.

#### 6.1.1.4. Mezclas asfálticas densas

Otra forma de clasificación de las mezclas se crea a partir de la distribución de los tamaños de las partículas de los agregados (ver ejemplos en la Fotografía 3). Las mezclas densas se conforman de agregados con granulometría continua. La mayoría de las mezclas asfálticas producidas pertenecen a esta categoría. Según la tendencia de los tamaños de partículas, las mezclas densas pueden ser sub clasificadas como gruesas o finas. Las mezclas finas tendrán un mayor consumo de ligante al contar con mayor superficie.

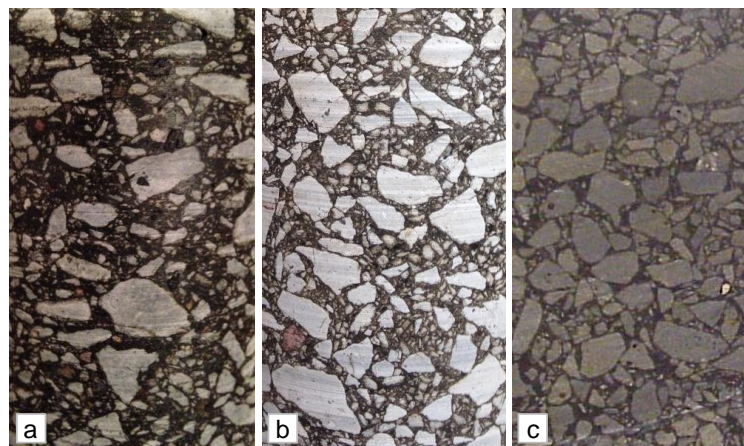
#### 6.1.1.5. Mezclas asfálticas abiertas

Las mezclas asfálticas abiertas, son mezclas cuyos agregados tienen una granulometría continua, pero crean una estructura con mayor cantidad de vacíos. Se han especificado para ser usadas principalmente en capas de base e intermedias. La definición de mezcla abierta según la norma ASTM D3515 – 96 (actualmente retirada), no debe confundirse con la de una mezcla abierta con propiedades de permeabilidad y fricción, que aunque tiene características similares, como un volumen alto de vacíos, es en esencia una mezcla de granulometría discontinua.

#### 6.1.1.6. Mezclas asfálticas discontinuas

Las mezclas asfálticas discontinuas tienen la característica de contar con una granulometría donde predominan las partículas gruesas, careciendo de tamaños intermedios y con partículas finas que llenan los espacios dejados por las gruesas. Esta estructura produce un contacto partícula a partícula de la fracción gruesa, siendo conveniente en la reducción de deformaciones permanentes. Pertenecen a esta categoría las mezclas conocidas como *stone mastic asphalt* (SMA). Otro tipo de mezclas discontinua incluye a las mezclas abiertas con características de permeabilidad y fricción (*open graded friction course* -OGFC), las cuales se diseñan para impedir la formación de películas de agua sobre la superficie, reduciendo el riesgo de hidroplaneo y de proyección de agua a otros vehículos, además de brindar una superficie con mejores características de fricción. Las mezclas OGFC tienen un contenido de vacíos de aire entre 18 y 22 % (Advanced Asphalt Technologies, 2011). En la Ilustración 2, puede observarse una comparación para un tamaño máximo nominal (TMN) de 12.5 mm<sup>4</sup>, entre distintos tipos de mezclas según la granulometría del agregado combinado. Nótese que la mezcla discontinua abierta permeable (OGFC) es mucho más gruesa que un SMA, para dar lugar a una estructura que sea permeable. Existe una variación a la mezcla OGFC, que es colocada bajo capas de superficie para drenar el agua filtrada y mantener libre de humedad a las capas inferiores de la estructura (Asphalt Institute, 2007).

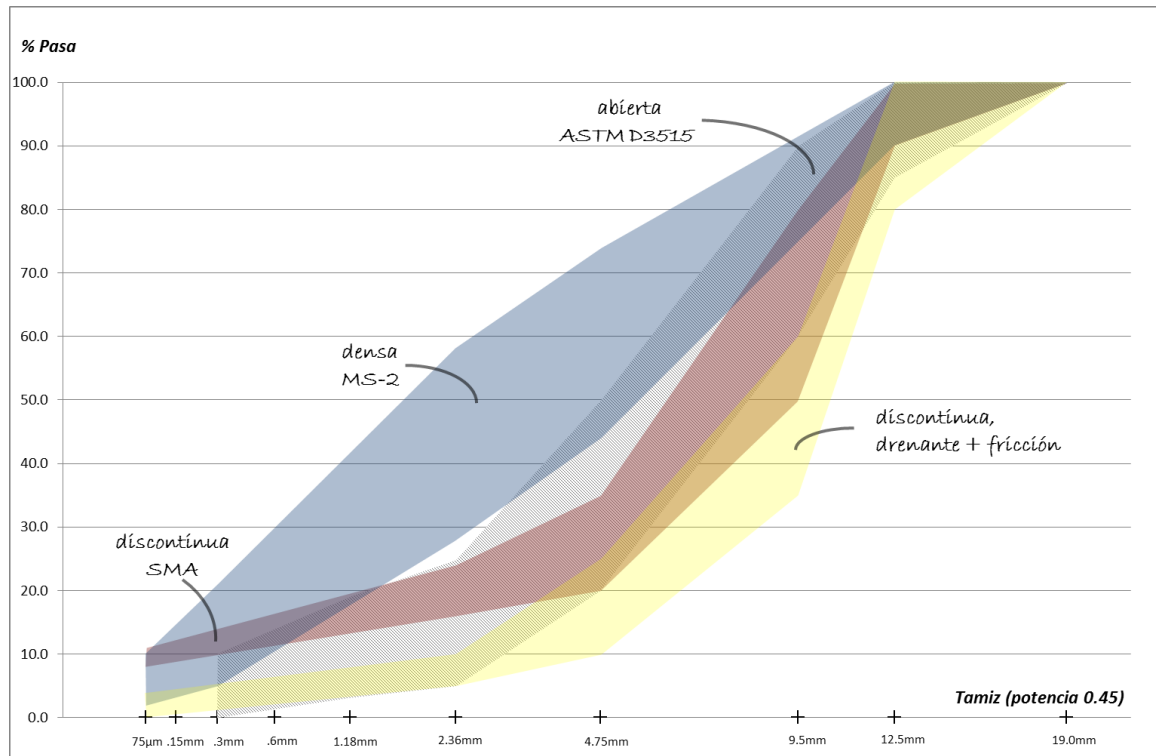
Fotografía 3. Ejemplos de mezclas según su granulometría



a. Mezcla densa fina de 12.5 mm b. Mezcla densa gruesa de 19.0 mm  
c. SMA (Fotografía c cortesía de Pavement Interactive. Tomada de [pavementinteractive.org](http://pavementinteractive.org))

<sup>4</sup> El TMN puede variar en un amplio rango según la función de la mezcla, como se explica más adelante.

Ilustración 2. Bandas granulométricas para distintos tipos de mezclas



Se muestran rangos típicos para mezclas de TNM 12.5 mm

### 6.1.2. Agregados para mezclas asfálticas

Como se ha mencionado en secciones anteriores, los agregados son constituyentes de las mezclas asfálticas formadas por partículas minerales de distinto tamaño y con una granulometría característica. Los agregados forman una estructura interna en la mezcla que aporta gran parte de la capacidad de carga, en combinación con el ligante asfáltico. En una mezcla típica, el porcentaje en peso de la mezcla compuesta por los agregados minerales, varía en un rango de 90 a 95 % (Asphalt Institute, 2007).

Los agregados transmiten la carga aplicada con su contacto de partícula a partícula, de modo que deben cumplir ciertos requisitos para que la estructura formada se mantenga estable, es decir, que no se degrade ni se desplace poniendo en riesgo la integridad de la mezcla y su deterioro con el tiempo. En términos de diseño, la elección de una cierta combinación de agregados, llevará a una relación de volumen entre las partículas minerales, el asfalto y los espacios de aire, que deberá probar su capacidad para resistir los esfuerzos térmicos y del tráfico, y que haga de

la mezcla diseñada durable en el tiempo de vida útil del pavimento. Los espacios entre las partículas de agregado se conocen como vacíos de agregado mineral (VMA) y en parte están ocupados por el ligante asfáltico. El grado de contacto entre partículas o empaquetamiento de agregados dependerá del tamaño de VMA, y este a su vez estará influenciado por las siguientes características de los agregados: granulometría, forma, textura superficial, resistencia, además del tipo y cantidad del esfuerzo de compactación sobre las partículas (Pine, 2011). De acuerdo a estos principios, las especificaciones para agregados establecen indicadores de cumplimiento de estas propiedades, basados en experiencias locales y en función del nivel de sollicitación de carga (tráfico) y la ubicación física de la mezcla evaluada dentro de la estructura del pavimento.

#### 6.1.2.1. *Origen y proceso de los agregados minerales*

Los agregados se forman de fragmentos de roca. De acuerdo a Metha y Monteiro (2014), el proceso de formación de la roca (ígneas, sedimentaria o metamórfica) y su exposición a la intemperie determinan sus características mineralógicas y su estructura interna (densidad, porosidad y dureza).

Los agregados pueden ser extraídos de depósitos aluviales o coluviales, donde han sido acumulados por procesos de erosión y transporte, encontrándose partículas de una granulometría compuesta de diversos tamaños, formas y texturas, entre las que se cuentan gravas y arenas. La explotación de este material también se puede hacer en canteras, donde se fragmenta la roca sólida.

La obtención de una determinada granulometría requiere de un proceso industrial del material extraído, que según el estado del material primario y la conveniencia en el proceso de mezcla, puede involucrar acciones de trituración, separación y lavado. El separar el material en dos o más fracciones brinda mayor flexibilidad al diseñador al momento de combinar y afinar una mezcla de agregados. Por otro lado, la trituración permite reducir las partículas más grandes en tamaños más pequeños, creando caras con determinada aspereza. El lavado del agregado será conveniente para remover partículas muy finas adheridas a las caras del agregado. El producto final serán agregados con una distribución particular de tamaños (gruesos, finos), con formas predominantes (partículas cúbicas, planas o

alargadas) y texturas diversas (lisas, con una cara fracturada o con múltiples caras fracturadas).

Fotografía 4. Esquema de producción de agregados en una cantera



**a.** Triturador primario de mandíbula **b.** Triturador de impacto vertical (VSI). **c.** Bandas transportadoras y acopio del producto final (Dibujo cortesía de Shibang Machinery. Tomado de *shibang-china.com*)

#### 6.1.2.2. Características de los agregados

Para cumplir su función estructural dentro de la mezcla, los agregados deben satisfacer ciertos requisitos de calidad. De acuerdo a la especificación ASTM D692/D692M – 09, los agregados gruesos usados en mezclas bituminosas deben tener partículas “duras, fuertes y durables”. La idea detrás de esta exigencia es mantener una estructura estable, aunque según Ma et al. (2012) se ha evidenciado que el deterioro del esqueleto mineral es inevitable al estar sujeto a largo plazo, a ciclos repetidos de carga vehicular. La resistencia de las partículas juega un papel importante en el acomodo de las partículas sujetas a compactación (Pine, 2011), ya que bajo dichos estados de carga podrían romperse, rotar y desplazarse en distintas maneras.

Huber & Suler (1992) mencionan que la granulometría de los agregados combinados (gruesos y finos) está relacionada directamente con la manera en que las partículas se enlazan en condición suelta o bajo un esfuerzo de compactación (empaquetamiento). Por esta razón, uno de los primeros pasos en el proceso de diseño de mezcla es la elección de una granulometría con un tamaño referencial (TMN) para la mezcla de agregados.

La forma de las partículas, la angulosidad o redondez de sus caras, y la textura superficial de las mismas, además de afectar el empaquetamiento del agregado, tienen una relación directa con el desempeño de la mezcla ante deformación permanente (Kuo, 2002). Las piezas cúbicas y de caras lisas tienen un acomodo más fácil en la compactación (Pine, 2011).

Al controlar las variables mencionadas del agregado, el diseñador podrá alcanzar un valor adecuado de VMA, sabiendo que éste está asociado a una mejor resistencia a la deformación permanente de la mezcla y que a su vez proporcionará espacio suficiente para el ligante, aumentando consecuentemente la duración de la mezcla (Park, Chowdhury, & Button, 2001).

### **6.1.3. Ligantes asfálticos**

Los ligantes bituminosos son materiales cementantes compuestos básicamente por hidrocarburos. Aunque se pueden encontrar en depósitos naturales, su uso común en la industria vial y de impermeabilización está basado en material derivado del crudo de petróleo, a través de etapas de refinación. A lo largo de la historia estos materiales han sido nombrados de distinta forma: asfalto, betún, cemento asfáltico o ligante asfáltico (Asphalt Institute, 2011). En este trabajo se mencionan los términos ligante, asfalto o ligante asfáltico para referirse a este material.

Las ideas y teoría sobre el asfalto, expuestas en las secciones subsiguientes (6.1.3.1 a 6.1.3.4), provienen en su mayoría del libro *The Asphalt Handbook*, publicado por *Asphalt Institute* en 2011.

#### **6.1.3.1. Composición de los ligantes asfálticos**

Los asfaltos tienen origen natural y provienen del proceso de la materia orgánica de organismos vivos antiguos (Petersen, 2009). Su composición primaria está

relacionada con el tipo de crudo de petróleo o de la mezcla particular de crudos de petróleo utilizada para su elaboración. La formación del crudo de petróleo se ha dado en períodos de tiempo muy grandes (millones de años) donde la materia orgánica ha estado sometida a presión y temperatura de manera variable (Asphalt Institute, 2003). A su vez, la estructura del crudo original puede variar con el tipo de organismos y de la edad geológica en la que se inició su formación. Por lo tanto, no se puede hablar del asfalto como un compuesto orgánico con características químicas idénticas.

Químicamente, los asfaltos contienen una variedad de moléculas formadas principalmente por compuestos de átomos de carbono e hidrógeno (llamadas hidrocarburos), además de *heteroátomos* como azufre, nitrógeno y oxígeno. Junto a éstos, también existen trazas de metales pesados como vanadio y níquel, entre otros. De la Tabla 1 se puede deducir que los hidrocarburos componen entre el 90 y 95 % en masa del asfalto. Las trazas de metales generalmente alcanzan porcentajes en masa menores al 1 % (Asphalt Institute, 2003).

Tabla 1. Composición típica de un asfalto de varias fuentes

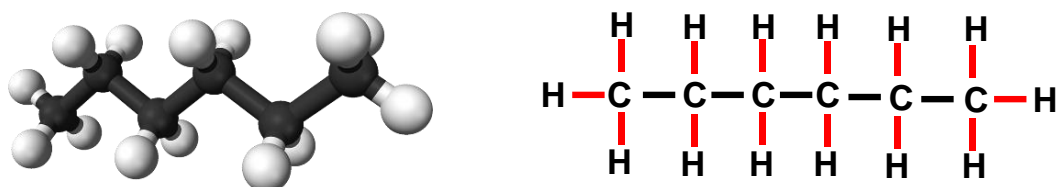
| Elemento          | Rango       | Promedio |
|-------------------|-------------|----------|
| Carbono, % masa   | 80.2 – 84.3 | 82.8     |
| Hidrógeno, % masa | 9.8 – 10.8  | 10.2     |
| Nitrógeno, % masa | 0.2 – 1.2   | 0.7      |
| Azufre, % masa    | 0.9 – 6.6   | 3.8      |
| Oxígeno, % masa   | 0.4 – 1.0   | 0.7      |
| Níquel, ppm       | 10 – 139    | 83       |
| Vanadio, ppm      | 7 – 1590    | 254      |
| Hierro, ppm       | 5 – 147     | 67       |
| Manganeso, ppm    | 0.1 – 3.7   | 1.1      |
| Calcio, ppm       | 1 – 335     | 118      |
| Magnesio, ppm     | 1 – 134     | 26       |
| Sodio, ppm        | 6 – 159     | 63       |

Fuente: Asphalt Institute (2011)

La estructura del asfalto está dada por su arreglo particular de moléculas de distinto tipo, entre las que se cuentan hidrocarburos alifáticos y cíclicos. Los hidrocarburos alifáticos se caracterizan por formarse de cadenas abiertas de carbono. En ciertos alifáticos, los átomos de carbono se saturan (se unen con enlaces simples) con átomos de hidrógeno. De aquí el nombre común de saturados. Los hidrocarburos saturados se conocen como alcanos o parafinas (Arenas, 2000). Por otro lado, pueden existir otros compuestos alifáticos que tienen más de un enlace entre los átomos de carbono (no saturados), como los alquenos (olefinas) y el acetileno. Los

saturados representan entre el 5 y 20 % en masa del asfalto y su peso molecular es relativamente bajo. El contenido de ceras es considerado perjudicial para la calidad del asfalto cuando supera el 5 % (Asphalt Institute, 2011, p. 9).

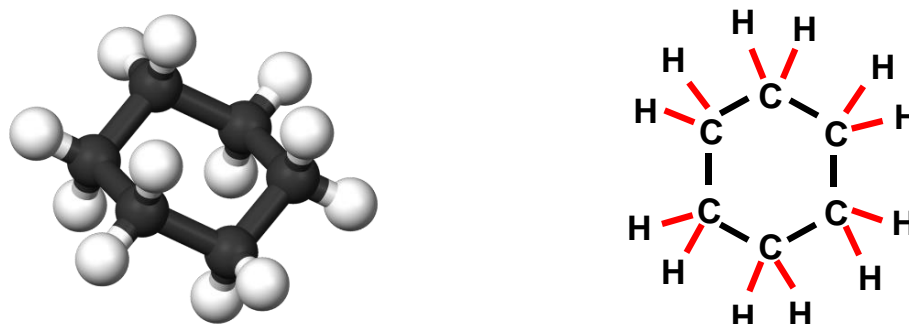
Ilustración 3. Representaciones de los hidrocarburos alifáticos saturados



Izquierda: Modelo tridimensional del n-hexano. Cortesía de Ben Mills; Tomado de *es.wikipedia.org*. Derecha: Diagrama del n-hexano.

Los hidrocarburos que tienen una estructura cerrada se conocen como cíclicos. Al igual que los alifáticos se los puede clasificar de acuerdo al tipo de enlace de sus átomos como saturados y no saturados. A las moléculas cíclicas saturadas se las conoce como *cicloalcanos*, *cicloparafinas* o naftenos. Tienen un peso molecular similar aunque menor que los alifáticos y forman la mayor parte de la estructura del asfalto, con un rango de masa entre 45 y 60 % de la masa total. Los naftenos proporcionan las propiedades viscosas al asfalto y es en estos compuestos donde se dispersan las moléculas sólidas del asfalto conocidas como *asfaltenos*.

Ilustración 4. Representación de hidrocarburos cíclicos saturados

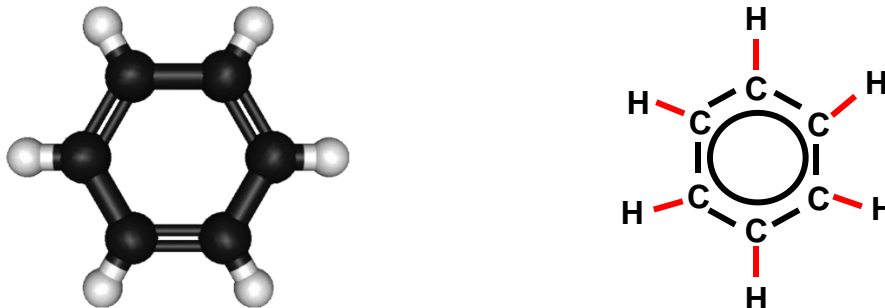


Izquierda: Modelo tridimensional del ciclohexano. Cortesía de Ben Mills; Tomado de *es.wikipedia.org*. Derecha: Diagrama del ciclohexano.

Uno de los tipos de hidrocarburos cíclicos no saturados son los denominados aromáticos (tienen electrones que circulan entre los enlaces de las moléculas), del cual forman parte las resinas, las cuales se caracterizan por ser polares (tienen una distribución asimétrica de la carga en sus enlaces). A las resinas se las conoce como aromáticos polares y tienen propiedades de adherencia. Estos compuestos,

tienen un peso molecular alto y componen entre el 15 y 25 % de la masa del asfalto. Las resinas son agentes dispersantes de los sólidos (asfaltenos).

Ilustración 5. Representación de hidrocarburos aromáticos polares



Izquierda: Modelo tridimensional del benceno. Cortesía de Turbosquid; Tomado de *exchange.smarttech.com*. Derecha: Diagrama del benceno.

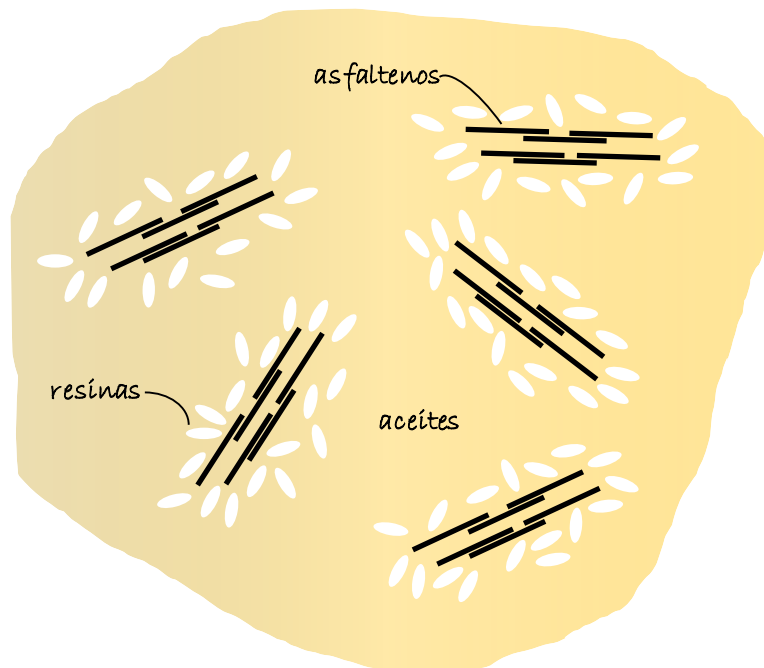
Además de los hidrocarburos alifáticos y cíclicos, existen compuestos que forman sólidos conocidos como *asfaltenos*. Su composición incluye, aparte de carbono e hidrógeno, heteroátomos de nitrógeno, azufre y oxígeno, así como trazas de metales como vanadio y níquel. Según Asphalt Institute (2011, p. 16), a los *asfaltenos* se los considera como compuestos aromáticos polares. Los *asfaltenos* tienen un alto peso molecular y constituyen del 5 al 25 % de la masa del asfalto. En la Ilustración 6 se presenta un esquema típico de la estructura del asfalto, donde los cíclicos saturados (aceites) forman la mayor parte de la misma.

#### 6.1.3.2. Alteración de la estructura del asfalto

Como la estabilidad de las moléculas del asfalto depende de la fuerza de sus enlaces químicos, los factores externos que alteran estos enlaces pueden cambiar la estructura de este material y por consiguiente, afectar su desempeño.

Los enlaces covalentes son enlaces donde los átomos comparten pares de electrones. A su vez, los enlaces covalentes son polares cuando tienen distribución asimétrica de carga. Al contrario, los enlaces covalentes no polares manifiestan una distribución simétrica de la carga. Otro tipo de enlaces, los no covalentes se crean con fuerzas intermoleculares como la electroestática. Los enlaces covalentes son más resistentes que los no covalentes.

Ilustración 6. Esquema de la estructura del asfalto



Tomado y editado de Asphalt Institute (2012)

Cuando las moléculas son expuestas al calor y a esfuerzos de corte, los enlaces se rompen y su viscosidad es reducida en proporción al calor recibido y/o a la magnitud del esfuerzo. Al enfriarse, los enlaces se reconstruyen y su viscosidad crece nuevamente (Asphalt Institute, 2003). Los enlaces covalentes, más resistentes, mantienen su estructura bajo temperaturas de servicio. La diferencia es que los enlaces covalentes, al romperse, dan lugar a la formación de nuevas moléculas.

La distribución de la carga en los enlaces covalentes define las propiedades físicas del asfalto. Por un lado, las moléculas polares como las resinas y los *asfaltenos* forman redes con características elásticas, mientras que las moléculas no polares como los naftenos, tienen un carácter viscoso. La polaridad de las moléculas es promovida por la cantidad de heteroátomos (azufre, nitrógeno y oxígeno) que contienen. Además, la exposición del asfalto al oxígeno (oxidación), es un hecho constante en materiales de pavimentación, durante las etapas de refinación, mezclado, construcción y servicio. La oxidación incrementa la rigidez del asfalto, pero su desarrollo está limitado por la distribución de tamaños moleculares dentro de la estructura del asfalto, y esto a su vez depende del tipo de crudo del que proviene (Asphalt Institute, 2011, p. 17). Otros factores que influyen en la formación de redes polares y por lo tanto en el aumento de rigidez, son el tipo de minerales

de los agregados, la temperatura, la presión y cantidad del aire en el ambiente circundante (Asphalt Institute, 2003, p. 5).

El asfalto también altera su composición por la volatilización de los compuestos más ligeros en los procesos de refinación y mezclado, ocurriendo una mayor concentración de moléculas de mayor peso molecular (*asfaltenos*) y conduciendo también a un aumento progresivo de rigidez.

En resumen, el asfalto como material de pavimentación está permanentemente expuesto a variables que modifican su estructura y su comportamiento físico. Las moléculas que pueden reformarse no siempre resultan en estructuras idénticas a las originales y por lo tanto el desempeño del material será inevitablemente variable en el tiempo. La magnitud de cambio de la estructura, sin embargo, estará íntimamente ligada a la calidad del crudo o mezcla de crudos de petróleo y a las condiciones ambientales asociadas a la producción y servicio de las mezclas asfálticas.

Por otro lado, ha sido demostrado en la práctica, que la composición del asfalto, a menudo producto de prácticas poco favorables de refinación y mezcla (tratadas en la sección siguiente), no pueden enfrentar de manera efectiva las fallas en servicio a las que se ven sometidas las capas de mezcla asfáltica. Es por esta razón que se han establecido prácticas para contrarrestar las deficiencias mecánicas y modificar los ligantes asfálticos.

Entre las prácticas más comunes de modificación se incluyen el aumento de rigidez, mejora de propiedades elásticas, mejora de adherencia y resistencia al envejecimiento, a través de prácticas especiales de refinación, reacción con químicos y el uso de aditivos (Bahia, 2009, p. 29). Los aditivos más usados en modificación de ligantes asfálticos son polímeros termoplásticos, promotores de adherencia, fillers, catalizadores, inhibidores de envejecimiento, entre otros.

#### 6.1.3.3. *Producción de ligantes asfálticos*

Como se mencionó antes, los ligantes asfálticos usados en pavimentación, provienen de procesos industriales de la industria petroquímica, en instalaciones llamadas refinerías. El crudo de petróleo es extraído de sus yacimientos y conducido (generalmente por tubería) hacia la refinería, donde es destilado para la

obtención de derivados como gasolina, diésel, lubricantes, etc. El asfalto es un residuo de las etapas de destilación en una refinería. Debido a que el crudo tiene una composición química variada según su origen, las refinerías deben ajustar los procesos de producción para obtener un asfalto de determinadas características, para lo cual podría ser necesaria la mezcla de crudos de petróleo o la modificación del residuo obtenido. Los crudos más antiguos producen una cantidad mayor de residuo, teniendo una gravedad específica más alta (Asphalt Institute, 2012). Internacionalmente, los crudos se clasifican de acuerdo a un indicador adimensional del *American Petroleum Institute*, conocido como gravedad API, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\text{gravedad API} = \frac{141.5}{G_s} - 131.5$$

Donde:

$G_s$  = gravedad específica del crudo a 60 °F (15.6 °C)

De la expresión anterior se deduce que mientras mayor sea la gravedad específica del crudo, menor será la gravedad API. Las categorías en las que se dividen a los crudos de petróleo son las siguientes (API Gravity, 2014):

Tabla 2. Clasificación de crudo de petróleo según su gravedad API

| <b>Denominación del crudo de petróleo</b> | <b>Rango de gravedad API</b> |
|---|------------------------------|
| Ligero                                    | API > 31.1                   |
| Mediano                                   | 22.3 < API < 31.1            |
| Pesado                                    | API < 22.3                   |
| Extra pesado                              | API < 10.0                   |

Fuente: *petroleum.co.uk*

En la Tabla 3 se muestran algunos ejemplos del rendimiento de residuo de crudos de petróleo. En función de este rendimiento, la materia prima ideal para la producción de asfalto son los crudos pesados, sin embargo, cada refinería tiene prioridades diferentes de acuerdo al peso comercial que tengan sus productos.

Tabla 3. Contenido de residuo de varios crudos de petróleo en el mundo

| <b>Denominación</b>           | <b>Residuo, %</b> |
|-------------------------------|-------------------|
| Boscan, Venezuela             | 58                |
| California Valley, Kern River | 66                |
| California Coastal, Hondo     | 48                |
| Alaska, North Slope           | 31                |
| Arabian, Heavy                | 27                |
| Nigeria, Light                | 1                 |

Fuente: *Asphalt Institute* (2012, p. 4)

Existen varios procesos para separar componentes del crudo de petróleo. Los más comunes son la destilación atmosférica y al vacío. El proceso de destilación en la torre atmosférica inicia con el material previamente calentado, de modo que los distintos compuestos puedan pasar de un estado líquido a gaseoso. Los gases son conducidos por condensadores donde se enfrían mientras suben por la columna. Cada tipo de hidrocarburo tiene su propio punto de ebullición, entonces al enfriarse bajo dicho punto se destila y se conduce por conductos ubicados a distintas alturas en la torre.

El residuo de este sub proceso (que no ha alcanzado el punto de ebullición) pasa a una siguiente etapa conocida como destilación por vacío. Las unidades de vacío extraen un derivado llamado *gas oil* y el producto residual es la base que será destinada a la producción de asfalto. Básicamente, se controlarán las propiedades de especificación del asfalto mediante la adición de otros destilados (como *gas oil*) o la mezcla con otros asfaltos para conseguir el producto final. En la Ilustración 7 se muestra la secuencia de producción de derivados en la principal refinería del Ecuador (Esmeraldas).

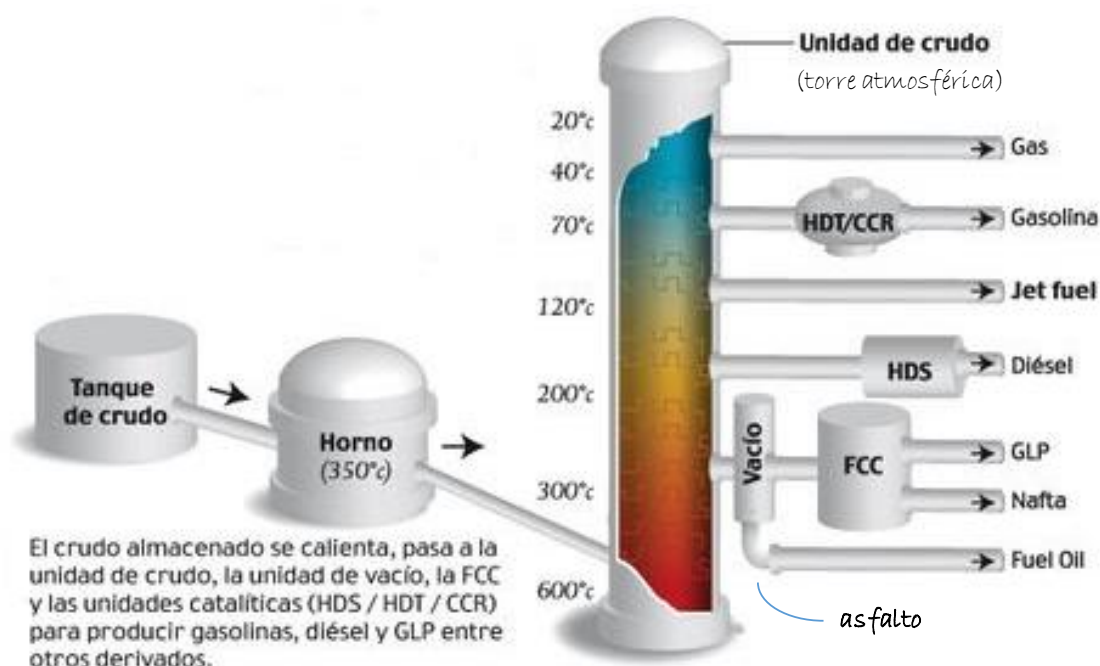
Como se observa, existen procesos adicionales para los derivados más livianos, ejecutados con el fin de maximizar su producción (American Petroleum Institute, 2014). Entre estos procesos se cuentan las unidades de *crackeo* (FCC) y las unidades de reforma de hidrocarburos (HDT, CCR y HDS).

#### 6.1.3.4. *Características de los ligantes asfálticos*

Se ha revisado que la composición química del asfalto es determinante en su desempeño. Sin embargo, la complejidad de su estructura y el hecho que se trata de un material variable según su origen y proceso de refinación, tornan poco práctico el planteamiento de especificaciones basadas en estas propiedades (Asphalt Institute, 2003, p. 6).

Por este motivo se prefieren especificaciones relacionadas con propiedades físicas medibles. En un sentido amplio, las especificaciones del asfalto están orientadas a la determinación de su consistencia, pureza y seguridad (Asphalt Institute, 2011, p. 34).

Ilustración 7. Proceso de destilación en la refinería de Esmeraldas



Fuente: Petroecuador y El Comercio. Tomado de [elcomercio.com.ec](http://elcomercio.com.ec)

El significado de controlar la consistencia de un asfalto está dado por la naturaleza cambiante de la estructura molecular del mismo ante calentamiento y enfriamiento, volatilización y oxidación durante el período de servicio del material. En la sección 5, se describió la existencia de distintos sistemas de clasificación de ligantes bituminosos, los cuales han evolucionado para ofrecer parámetros más representativos que reflejen una determinada condición de desempeño deseada y hacia la cual apunte el cumplimiento del material.

La especificación del sistema *Superpave* (AASHTO M 320), contempla ensayos para garantizar su manejo en facilidades industriales (viscosidad para ser bombeado) y propiedades de rigidez en distintas etapas de servicio (asfalto “original” y envejecido mediante simulaciones de ambientes de planta de mezcla y de servicio).

Por otro lado, la pureza del asfalto se controla para evitar que materiales inertes e insolubles se encuentren en exceso (Asphalt Institute, 2007, p. 65).

Finalmente, la seguridad de las personas y las instalaciones está cubierta al controlar por especificación los límites que podrían conducir a dos tipos de fenómenos: la inflamación de los vapores del asfalto y el aumento súbito de

volumen por presencia de agua en un medio muy caliente (y la consiguiente formación de espuma).

#### 6.1.3.5. *Reología de los ligantes asfálticos*

La reología se define como la ciencia que estudia la respuesta de deformación y flujo de los materiales sometidos a cargas con condiciones determinadas. En reología se entiende que tales respuestas pueden estar relacionadas con el esfuerzo aplicado, la temperatura del material y la velocidad de aplicación de carga (tiempo de carga).

Los ligantes asfálticos, por su composición particular, tienen respuestas distintas ante esfuerzos, temperatura y velocidad de aplicación de la carga. Además los cambios inminentes en su estructura molecular ante fenómenos de oxidación, temperatura y endurecimiento por almacenamiento isotérmico, merecen atención el momento de interpretar resultados de ensayos (Rowe & Anderson, 2012). Indiscutiblemente, la reología en el asfalto enfrenta un escenario de respuesta en cambio constante.

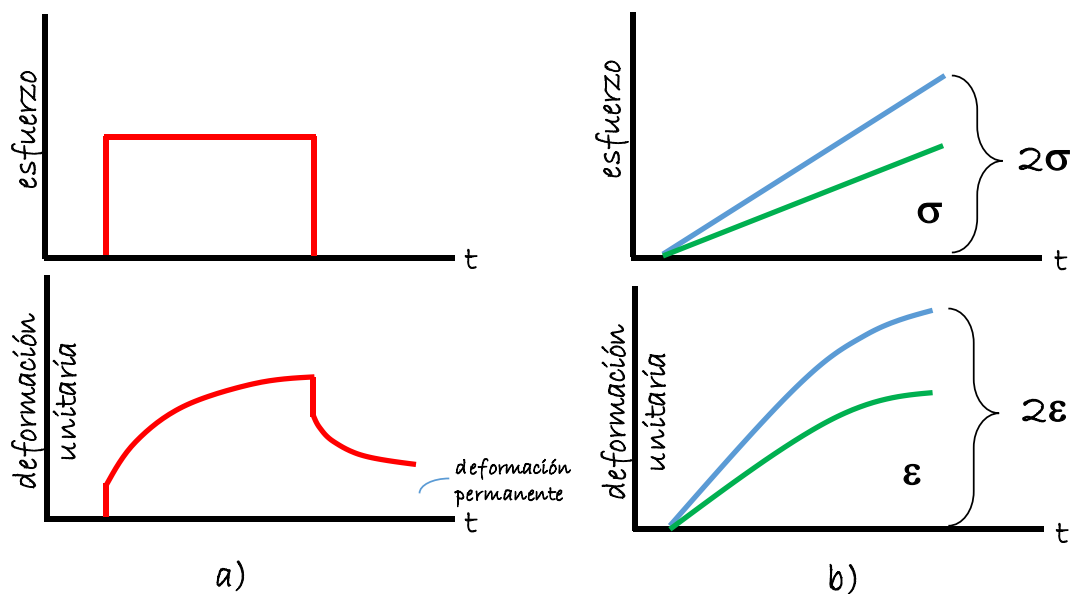
Los materiales sometidos a una condición de carga pueden tener comportamientos diferentes de acuerdo a su estructura y nivel de esfuerzo. Un material tendrá un comportamiento elástico si evidencia deformación unitaria inmediata luego de aplicar la carga, se mantiene fija durante el tiempo de aplicación y desaparece al remover la carga. Otro tipo de comportamiento es el plástico, donde luego de retirada la carga se observará una deformación unitaria permanente. Los materiales viscoelásticos combinan un comportamiento elástico (con deformaciones unitarias inmediatas al aplicar y quitar la carga), con un comportamiento viscoso caracterizado por incrementos de deformación con el tiempo de aplicación de carga y de modo similar una recuperación demorada de la deformación, tal como se muestra en la Ilustración 8, parte a (Findley, Lai, & Onaran, 1989).

Tanto el esfuerzo como la deformación unitaria, son propiedades calculadas en un instante determinado de la etapa de carga. La relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria se conoce como módulo del material y es una propiedad fundamental, es decir que no depende del instrumento o la manera de ser medida o calculada (Rowe & Anderson, RHEOBIT: Rheological concepts. Part 1, 2012).

Cuando la relación entre esfuerzo y deformación unitaria es linealmente proporcional, el material se conoce como lineal, o bien, su estado de esfuerzos y deformaciones unitarias se encuentra en el rango lineal. En otras palabras, si en un instante del tiempo de carga se aplica el doble de esfuerzo, se obtendrá el doble de deformación unitaria (ver Ilustración 8, parte *b*). Los materiales lineales tienen representaciones lineales de la relación esfuerzo deformación unitaria. Sin embargo, los materiales viscoelásticos también pueden presentar proporcionalidad entre sus esfuerzos y deformaciones unitarias. En este caso, se conoce a estos materiales como viscoelásticos lineales (Findley, Lai, & Onaran, 1989, pp. 5-6), donde la curva esfuerzo-deformación unitaria no será una función lineal (ver Ilustración 9). La obtención de información a partir de ensayos que manejan rangos no lineales, representa un reto complejo, ya que los parámetros a medir son dependientes del nivel de esfuerzo, deformación unitaria, tiempo de carga y temperatura.

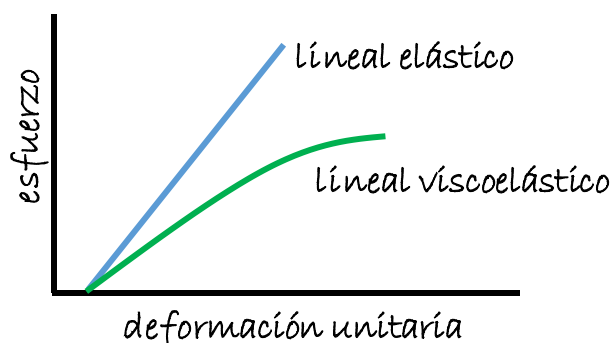
Bahia (2009), menciona que las propiedades que caracterizan de mejor manera a los ligantes dentro del rango lineal son la resistencia a la deformación bajo carga y la distribución de la deformación discriminada en sus componentes elásticas y viscosas.

Ilustración 8. Representación de respuestas en materiales viscoelásticos



a) Comportamiento viscoelástico b) Respuesta viscoelástica lineal de un material. Tomado y editado de Rowe & Anderson, 2012.

Ilustración 9. Distintas representaciones de linealidad en materiales



Tomado y editado de Rowe & Anderson, 2012

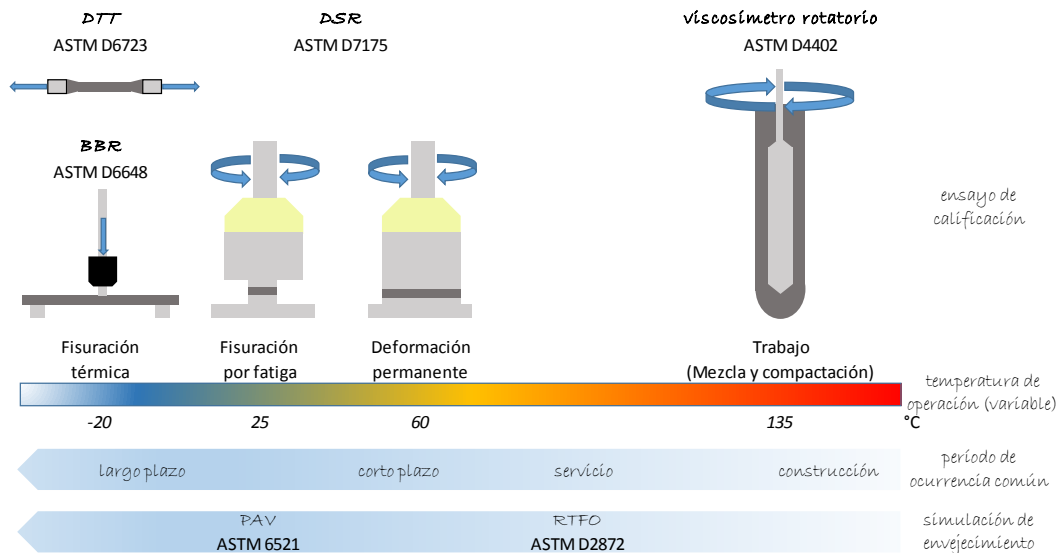
Por otro lado, los tipos de ensayos más apropiados para determinar las propiedades reológicas son los de carga oscilatoria y carga *creep*. Los parámetros calculados a partir de ensayos oscilatorios de corte son el módulo complejo de corte ( $G^*$ ) y el ángulo de fase ( $\delta$ ), cuya magnitud está relacionada con la resistencia total a la deformación ante una carga y la distribución relativa de la deformación (elástica y viscosa), respectivamente. Estos parámetros presentan una variación importante con cambios de temperatura y tiempo de carga.

El establecimiento a principios de la década de 1990, de la caracterización reológica para el sistema de clasificación por desempeño de ligantes, se enfocó en ensayos dentro del rango viscoelástico lineal, presentando una salida práctica en una ventana de análisis muy compleja, en todo el espectro de los materiales viscoelásticos (Bahia, 2009, p. 20).

Los ensayos del sistema Superpave vienen de una organización racional del problema en las capas de mezcla asfáltica de los pavimentos: Consideran el cambio en el tiempo de la estructura molecular del asfalto, separando las etapas de la vida en servicio en grupos de ensayos, con un asfalto "original" (como es recibido en planta), un asfalto sometido a simulación de envejecimiento por oxidación y volatilización en planta de mezclado y construcción (con efectos de aire caliente y alta temperatura, según el protocolo del RTFO) y finalmente un asfalto que ha sido sometido a envejecimiento acelerado para emular el efecto de oxidación a través de los años de servicio (ensayo PAV). Además, los ensayos están configurados para guardar relación con el comportamiento ante el tipo de falla que se busca

evitar. Para esto se han definido temperaturas de ensayo dentro del rango de ocurrencia de la falla. En la Ilustración 10 se muestra un esquema general de los tipos de ensayos, el rango de temperatura, la falla asociada y el tipo de muestra usado.

Ilustración 10. Esquema del grupo de ensayos Superpave



Tomado y modificado de Bahía (2009)

### Medida de la viscosidad

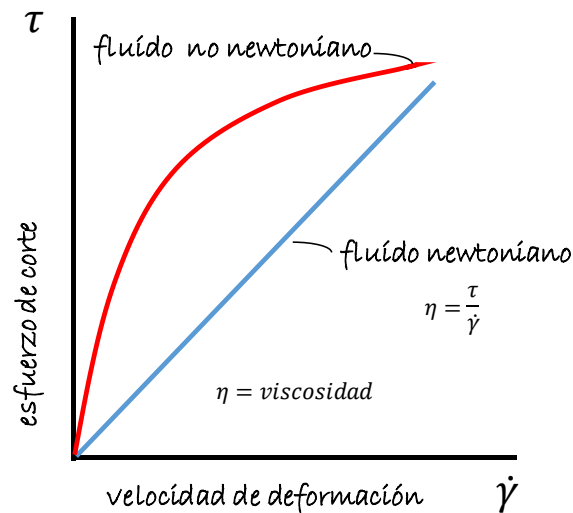
Además del ensayo de punto de chispa, que como ya se mencionó está direccionado a un estándar de seguridad en el manejo del producto, la viscosidad es medida en este sistema de clasificación con un viscosímetro rotatorio a 135 °C. La viscosidad se controla para garantizar una condición adecuada de flujo en las operaciones de bombeo, mezclado y compactación.

La viscosidad es una propiedad fundamental en los fluidos que relaciona el esfuerzo de corte entre distintas capas que tratan de desplazarse entre sí y la velocidad de desplazamiento relativa de las mismas (velocidad de deformación de corte), según se describe en Asphalt Institute (2003, p. 7).

Se reconocen como fluido newtonianos, a los cuales su viscosidad no es dependiente de la velocidad de deformación por corte. En asfaltos, esto ocurre a temperaturas altas o esfuerzos muy bajos. Por el contrario, los fluidos cuya viscosidad depende de la velocidad de deformación se llaman no newtonianos (ver

Ilustración 11). Los asfaltos modificados se incluyen en esta categoría. De hecho, se ha introducido un concepto particular para relacionar esfuerzo de corte y velocidad de deformación en estos fluidos: la viscosidad aparente (Bahia, 2009, p. 13).

Ilustración 11. Comportamiento de fluidos



Tomado y editado de Asphalt Institute (2003)

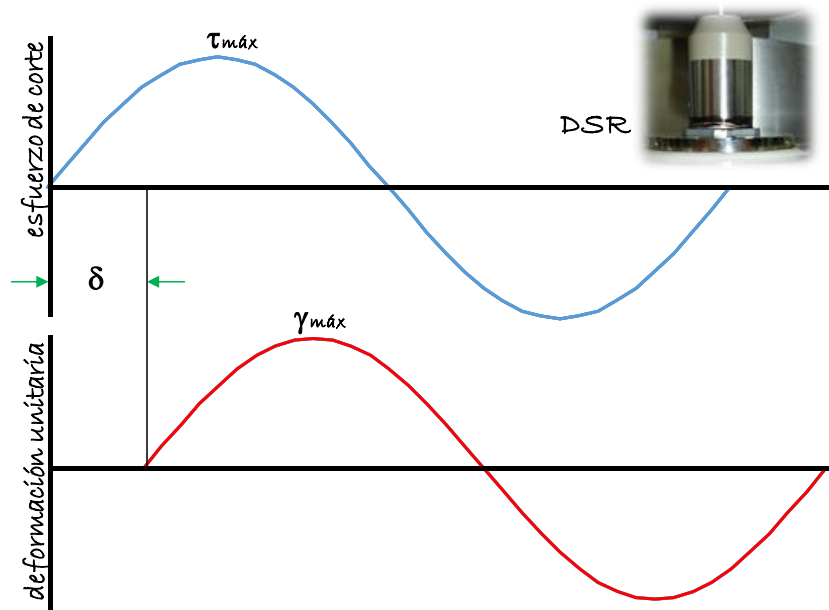
El problema con la medida de la viscosidad en fluidos no newtonianos es su dependencia con la velocidad de corte, lo cual torna difícil la interpretación de resultados.

### **Reología en ensayos oscilatorios**

La deformación permanente y la fisuramiento por fatiga en mezclas asfálticas tienen parámetros de control relacionados al aporte mecánico del ligante asfáltico. En el sistema Superpave, estos parámetros se calculan a partir de información obtenida en ensayos de carga oscilatoria en el DSR.

El módulo complejo de corte ( $G^*$ ) y el ángulo de fase ( $\delta$ ), y previamente, el esfuerzo de corte y la deformación unitaria, son obtenidos con la medida del torque y desplazamiento angular de la muestra cilíndrica que es cargada en un sistema de platos paralelos, los cuales giran a una velocidad determinada y bajo una deformación unitaria controlada, para mantenerse dentro del rango lineal, a una temperatura establecida.

Ilustración 12. Gráficas de esfuerzo de corte y deformación unitaria en un ensayo con DSR.



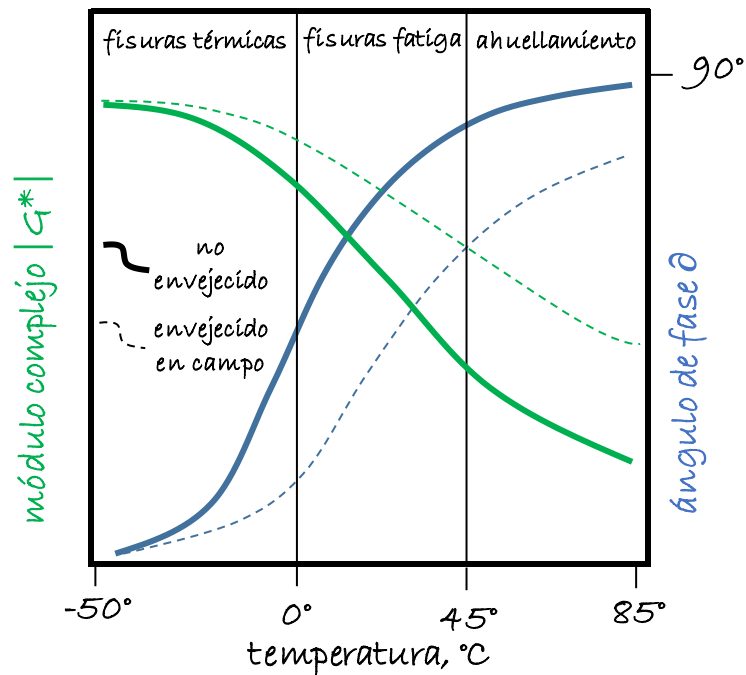
Tomado y editado de Asphalt Institute (2003)

La información del DSR puede ser representada por facilidad de interpretación en forma de espectros de módulo y ángulo de fase, por medio de curvas maestras (variación de frecuencias) o curvas isócronas (variación de temperaturas), según explica Bahia (2009, p. 20).

Según el mismo autor, la reología de asfaltos sugiere que el control de las fallas principales en las mezclas (fatiga, ahuellamiento y fisuras por temperatura) no puede modelarse únicamente con una medida de dureza o viscosidad, ya que cada falla necesita un equilibrio proporcional del comportamiento elástico y viscoso y esta información no puede ser obtenida con sistemas de clasificación tradicionales.

En las curvas isócronas mostradas en la Ilustración 13, se puede observar el cambio crítico en la rigidez y elasticidad del asfalto con el incremento de la vida en servicio, producto del envejecimiento y alteración molecular del asfalto. En el rango alto de temperaturas de operación, será favorable el incremento de rigidez para resistir a la deformación permanente, pero se debe considerar que en el rango de temperaturas medias, donde ocurren las fisuras por fatiga, requiere una menor rigidez y mayor elasticidad (Bahia, 2009, p. 22).

Ilustración 13. Variación de propiedades reológicas en asfaltos de distintas edades



Tomado y editado de Bahia (2009)

Por lo tanto, las estrategias de modificación del ligante asfáltico deberán enfocarse no solamente en los resultados a una determinada temperatura, sino a todo el espectro de temperaturas de operación.

### **Control de rigidez a bajas temperaturas**

Al enfriarse, el asfalto aumenta su rigidez y esto genera esfuerzos de tensión que podrían generar fisuras (Asphalt Institute, 2003, p. 51). Por esta razón se han establecido protocolos de ensayo para controlar este fenómeno. El reómetro de viga (BBR) mide la tasa de cambio de la rigidez de una viga de asfalto en flexión bajo una carga sostenida (*creep*). Uno de los parámetros calculados es la pendiente de la curva del logaritmo de la rigidez de la sección prismática de la viga versus el logaritmo del tiempo de carga (conocida como valor  $m$ ). Se prefieren valores altos de  $m$  para obtener una respuesta menos rígida al enfriamiento.

Dentro de la especificación AASHTO M 320, existe un ensayo para los casos donde la rigidez es mayor. El ensayo de tensión directa (DTT) controla que la deformación unitaria de una muestra sometida a tensión a temperatura muy baja y a velocidad de deformación controlada, sea como mínimo 1 %. Esto asegura que el

comportamiento del asfalto a bajas temperaturas no sea frágil sino dúctil (Bahia, 2009, p. 28).

#### **6.1.4. Solicitaciones de carga**

El análisis de estructuras de pavimentos, implica el establecimiento de un modelo de comportamiento para asegurar que los materiales que conforman dicha estructura, sean capaces de soportar la acumulación de cargas esperadas de tráfico en un tiempo determinado de diseño, manteniendo un estado de conservación razonable, para garantizar una condición de servicio adecuada.

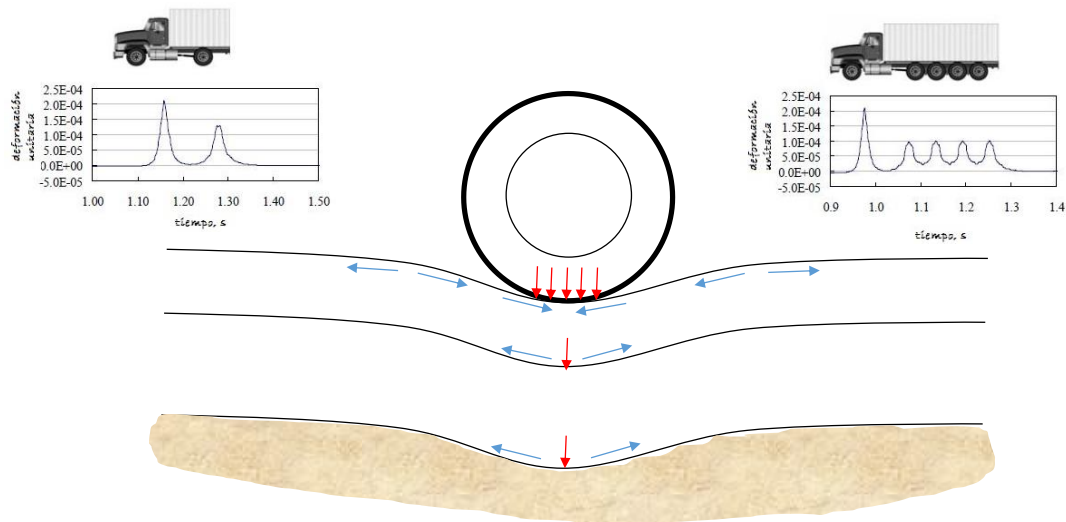
En los inicios de la ingeniería de pavimentos, los métodos de diseño incluían prácticas empíricas, que con el tiempo tuvieron que ser revisadas debido al cambio en las condiciones de carga y los volúmenes de tráfico (Yoder & Witczak, 1975). Los métodos racionales, los cuales incluyen conceptos mecánicos, consideran las características de carga sobre elementos simplificados del pavimento, es decir sobre un conjunto de capas con características mecánicas definidas, y aplican un modelo matemático de respuesta mecánica del material ante la naturaleza y magnitud de dichas cargas: esfuerzos y deformaciones unitarias, los cuales finalmente se incluyen en modelos de predicción de falla (Huang, 2004).

El paso de los vehículos, combinada con los cambios de temperatura provocan acciones de tensión, compresión y doblado de las capas de pavimento (Di Benedetto & Olard, 2009). Aunque existen importantes esfuerzos tangenciales en la superficie de los pavimentos, relacionadas por fallas de corrimiento y fisura superficial, a menudo estos efectos son ignorados en el diseño (Wang & Al-Qadi, 2010).

Distintos modelos pueden relacionar una respuesta mecánica con un mecanismo de falla. Por ejemplo, Pascale, Doré & Prophète (2004) mencionan la relación entre los esfuerzos de tensión en la base de la capa de mezcla de superficie y el desarrollo de las fisuras por fatiga, la deformación unitaria a 25 *mm* de la misma capa ligada al ahuellamiento, así como efectos similares de deformación permanente en las capas granulares y subrasante debido a la acumulación de deformación vertical.

La magnitud y distribución de los esfuerzos transmitidos por una rueda en contacto con el pavimento depende de muchos factores relacionados con los vehículos circulando.

Ilustración 14. Representación de la respuesta mecánica del pavimento con carga de rueda



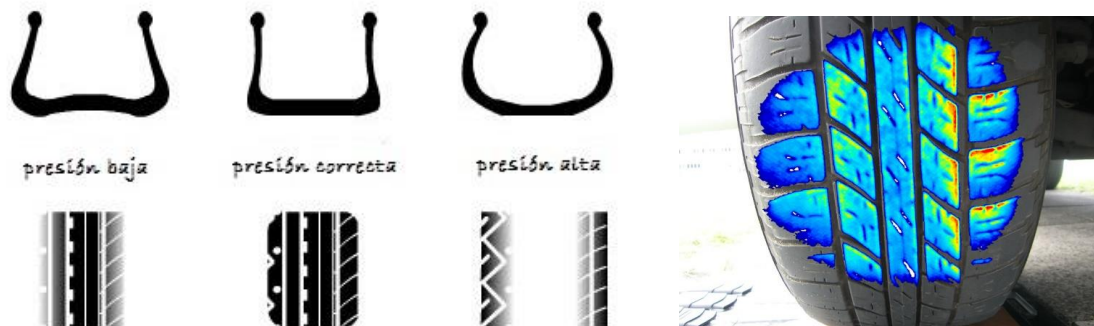
Tomado y editado de Pascale et al. (2004) y de Salama & Chatti (2008)

La configuración de ejes, la carga sobre los mismos, la condición del rodaje (aceleración, frenado, rodamiento libre), estructura de la llanta, la textura y rugosidad de la superficie, influyen directamente en el esfuerzo transmitido al pavimento (Wang & Al-Qadi, 2010). Los ejes múltiples pueden producir superposición de esfuerzos a cierta profundidad del pavimento (Salama & Chatti, 2008).

La presión de inflado de un neumático produce distintos efectos en la presión de contacto entre la rueda y la superficie. Por un lado, cuando el neumático tiene baja presión de inflado, sus paredes están en compresión, causando una presión de contacto mayor a la de inflado. Por el contrario, cuando la presión de inflado es alta, las paredes se encuentran en tensión y la presión resultante de contacto resulta menor que la de inflado. Sin embargo, considerando que los ejes que producen más daño tienen presiones de inflado altas, el considerar a la presión de contacto igual a la de inflado, es una postura conservadora (Huang, 2004, p. 28). En la Ilustración 15, a la derecha se puede observar una distribución de presiones de inflado resultado de un mapeo digital. Aunque en la realidad, se presentan escenarios variables de transmisión de esfuerzos a la superficie, generalmente el

problema es simplificado al asumir presiones uniformemente distribuidas en un área de contacto circular, lo cual produce un error pequeño

Ilustración 15. Relación entre presión de inflado y presión de contacto de un neumático.



Tomado y editado de howstuffworks.com y xsensor.co.uk

### 6.1.5. Análisis y diseño de mezclas asfálticas

El diseño de mezclas asfálticas contempla, en términos generales, encontrar una combinación adecuada entre los componentes de este nuevo material, para lograr un elemento durable en el tiempo bajo las condiciones prevalecientes ambientales y de carga, que conserve las características estructurales y funcionales mínimas deseables. Sin embargo no debe perderse el enfoque que la mezcla asfáltica diseñada es parte de un conjunto de capas que forman un pavimento determinado.

Se ha reconocido que dentro del proceso de diseño de pavimentos que cuenten con capas de mezcla asfáltica, los criterios a ser tomados en cuenta para la selección de la estructura, incluyen el desempeño estructural y funcional de los materiales que la conforman.

Entre los criterios de desempeño estructural, se cuentan las principales fallas que afectan la capacidad de soportar cargas de tráfico y ponen en riesgo la seguridad del usuario: agrietamiento por fatiga y ahuellamiento.

Por otro lado, el desempeño funcional toma en cuenta el confort de los usuarios al circular por la superficie del pavimento siendo su indicador la lisura del mismo. La lisura (o rugosidad) a su vez, tendrá una relación directa con las fallas estructurales y con otros eventos como el agrietamiento por temperatura (ARA & ERES Consultants Division, 2004).

Por lo antes expuesto, la tendencia actual es buscar procedimientos de diseño que incluyan la evaluación de desempeño de los materiales. Estos procedimientos deben estar sustentados en modelos de predicción confiables, con el objetivo de lograr estructuras durables y reducir significativamente las inversiones por mantenimiento y reconstrucción en las redes viales.

Sistemáticamente, el proceso de evaluación por desempeño de un material del pavimento supone definir la mecánica de un determinado tipo de falla, identificar las propiedades del material que contribuyen a dicha falla, establecer un método de ensayo que provea adecuadamente tales propiedades y usar un modelo matemático apropiado que permita predecir el apareamiento y desarrollo de la falla en el tiempo (Lytton, 2009). Luego, la acumulación de daño en el material será comparada contra los límites aceptables impuestos previamente para aceptar o ajustar la estructura propuesta (ARAS & ERES Consultants Division, 2004).

La validación de un modelo de predicción de falla, deberá estar basado en información real de fallas observadas en campo, con suficientes combinaciones de materiales y condiciones ambientales que permitan su uso de forma generalizada a escala local o nacional.

Por último, con el fin de establecer especificaciones por desempeño para los materiales del pavimento, se debe encontrar un ensayo que pueda ser implementado de forma relativamente fácil, cuyos parámetros sirvan como filtro para identificar el potencial de falla del material (Schwartz & Kaloush, 2009).

Este ensayo deberá estar relacionado al desempeño final del pavimento a través de la calibración de los modelos de predicción con las condiciones locales.

A continuación, se exponen conceptos acerca de las principales fallas consideradas en el diseño de mezclas asfálticas, con especial énfasis en la deformación permanente.

### **6.1.6. Fallas en servicio de mezclas asfálticas**

El análisis empírico-mecanicista de mezclas asfálticas toma en cuenta básicamente tres tipos de falla, los cuales se describen a continuación, conforme a las descripciones hechas en la Parte 3 de la guía empírica-mecanicista de pavimentos del proyecto 1-37A del *National Cooperative Highway Research Program [NCHRP]* (2004, pp. 3.3.8-3.3.11).

#### **6.1.6.1. Agrietamiento por temperatura**

Las fisuras por temperatura son el resultado de una o la combinación de varias de las causas siguientes: procesos de contracción por temperaturas bajas, ciclos de expansión y contracción ante cambios de temperatura a lo largo del día y endurecimiento del material por envejecimiento.

Cuando las fisuras se producen por ciclo de expansión y contracción por variaciones cíclicas de temperatura, se conocen como fisuras térmicas.

El agrietamiento por temperatura se manifiesta con fisuras transversales al eje de la vía, que con el tiempo evolucionan a fisuras en bloque.

#### **6.1.6.2. Agrietamiento por fatiga**

Este tipo de falla responde a una progresiva degradación del material de mezcla asfáltica y es causado por dos diferentes mecanismos: el agrietamiento de abajo hacia arriba y el que ocurre desde arriba hacia abajo.

El agrietamiento desde abajo hacia arriba es provocado por la aplicación cíclica de cargas de rueda, lo que deriva en la flexión de la capa bajo el punto de carga con esfuerzos de tensión en el inferior de la capa. La repetición de carga eventualmente supera la resistencia a la tensión e inicia la fisura, la cual se expande hacia arriba. Distintos factores influyen en la velocidad de daño, como el envejecimiento del ligante, el volumen de tráfico, la magnitud de las cargas de rueda y presiones de inflado de neumáticos y la rigidez de las capas subyacentes del pavimento.

Por otro lado, las fisuras de arriba hacia abajo se piensan causadas por la combinación de efectos de endurecimiento por un estado severo de envejecimiento

de la mezcla y las fuerzas de corte en superficie inducidas por la circulación de neumáticos con alta presión de inflado.

La evidencia del agrietamiento por fatiga se observa como la formación de fisuras longitudinales a lo largo de las huellas de circulación, las cuales se conectan, formando bloques con la apariencia de una malla, lo que eventualmente conduce a la desintegración de los elementos de la mezcla asfáltica.

#### 6.1.6.3. *Deformación permanente*

Según Schwartz & Kaloush (2009, p. 317), la deformación permanente es la falla que gobierna el desempeño de los pavimentos con capas de mezcla asfáltica.

La deformación permanente en la superficie de una capa de mezcla asfáltica se presenta como una depresión de la superficie a lo largo de la trayectoria de las ruedas de los vehículos circulantes y con el tiempo puede representar una condición de afectación seria a la seguridad, al modificarse el perfil transversal y permitir la acumulación de agua y hielo, con su consiguiente disminución de la resistencia al deslizamiento de la superficie; la serviciabilidad también se verá menguada con el cambio en el perfil longitudinal y el aumento de la rugosidad (ARAS & ERES Consultants Division, p. 3.3.46).

Distintos estudios citados por Harvey et al. (2009), sugieren que la deformación permanente ocurre generalmente a altas temperaturas, distinguiéndose dos mecanismos de deformación: cambio de volumen (densificación) y distorsión de forma (flujo por corte) con la formación de pequeños abultamientos en los costados del surco (ver Ilustración 16). Sin embargo, a través observaciones en campo acompañadas de modelación por elementos finitos, se ha identificado a la distorsión de forma o desplazamiento lateral como el principal contribuyente.

Los mismos autores, mencionan que el desarrollo de la deformación permanente con la acumulación de ciclos de carga, depende de la distribución de esfuerzos en la interface llanta-pavimento. De aquí, se concluye que debido a que la temperatura es alta en la región superficial de la mezcla asfáltica (rodadura) y los esfuerzos de corte son altos en el neumático, el fenómeno de deformación permanente se puede limitar a un rango de profundidad entre 75 y 100 *mm* desde la superficie del pavimento.

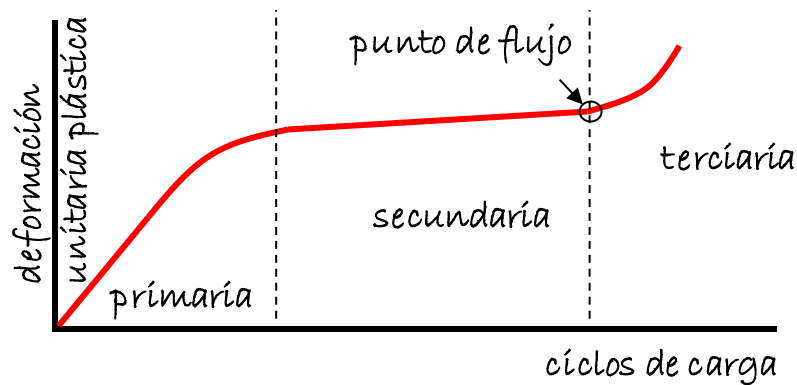


Imagen del neumático cortesía de Rumo Auto Peças. Tomada de rumoautopecas.com.br. Arte del autor.

Sin embargo, la deformación permanente ocurre también en otras capas del pavimento, como bases granulares y en la cimentación. Por lo tanto, el ancho y profundidad de los surcos formados por deformación acumulada dependerán del espesor de las capas, las propiedades de los materiales, del volumen y distribución de las cargas de tráfico, y de las condiciones ambientales como humedad y temperatura (Schwartz & Kaloush, 2009).

La guía de diseño empírico-mecanicista de pavimentos del NCHRP (2004, p. 3.3.47) menciona que independientemente del material, la deformación permanente bajo carga repetida, se desarrolla en tres etapas en el tiempo (o número de ciclos de carga): una *etapa primaria*, asociada predominantemente con el cambio de volumen o densificación, donde la deformación es alta; una *etapa secundaria* distinguida también por el efecto de los cambios volumétricos más un incremento gradual de deformación por corte al aumentar los ciclos de carga; finalmente, el *flujo terciario*, donde hay un cambio drástico en la tasa de deformación y el mecanismo de falla es la deformación por corte (distorsión de forma), según se nota en la Ilustración 17.

Ilustración 17. Progresión de deformaciones unitarias permanentes



Tomado y editado de ARAS & ERES Consultants Division (2004)

Zhou & Scullion (2002) profundizan sobre los procesos de daño de la mezcla en las etapas de deformación permanente bajo carga repetida. Especifican que la densificación de la etapa primaria se debe a un reacomodo de vacíos de aire y dislocaciones en el agregado y en el ligante. Esta densificación deja cada vez menos puntos móviles conforme avanzan las repeticiones de carga y esto se refleja en el decrecimiento de la deformación (llamada endurecimiento de la deformación unitaria). Sin embargo dicho endurecimiento da paso a la formación de microfisuras, que a su vez permiten movilidad dando lugar a un proceso de ablandamiento. Los autores comentan que la etapa de deformación secundaria ocurre cuando se equilibra el trabajo dinámico de endurecimiento con el trabajo de ablandamiento y es por esto que la deformación unitaria se acumula de manera lineal en esta etapa. Finalmente, hacia el término de la segunda etapa, las microfisuras ganan en tamaño e inician a desarrollarse macrofisuras, con un aumento evidente en la tasa de deformación unitaria, llamada la etapa terciaria, descrita también por (Lytton, p. 86).

Zhou & Scullion presentan la experiencia de cerca de 50 secciones de pavimento probadas con ensayos de carga acelerados a gran escala, en Estados Unidos y Australia en la década de 1990, en donde la gran mayoría no supera la etapa primaria de deformación a pesar de tener deformaciones acumuladas de más de 20 mm, en ciertos casos. Notan además, que tan solo 6 de las secciones alcanzaron la etapa secundaria y ninguna la terciaria en el campo. Por lo tanto, discuten sobre la necesidad de usar las últimas dos etapas en los modelos de predicción de

deformación permanente. Más allá, reflexionan sobre la naturaleza de las etapas secundaria y terciaria, que según su punto de vista deberían estar asociadas al proceso de fisura por fatiga de mezclas asfálticas a altas temperaturas bajo carga repetida.

En capas de mezcla asfáltica de superficie, el desplazamiento lateral se da por la baja resistencia al corte del material y/o por estados de esfuerzo elevado de corte, mientras que la densificación ocurre básicamente por una pérdida de vacíos de aire (ARAS & ERES Consultants Division, p. 3.3.10) y por un reacomodo de dislocaciones del agregado y el ligante (Zhou & Scullion, p. 252).

De acuerdo a Garnica et al. (2005, págs. 15-17), además de la rigidez del ligante, las propiedades del agregado contribuyen a la rigidez de la mezcla. La textura y angulosidad de las partículas aumentan la trabazón entre las mismas. Además, agregados con una mayor tamaño máximo resisten mejor la concentración de esfuerzos producidas por neumáticos con alta presión de inflado. Adicionalmente, la distribución de tamaños contrarrestará en parte el potencial de densificación de la mezcla, con mejores resultados en mezclas densas y principalmente, aquellas en las que el contacto partícula con partícula formen una estructura resistente (como mezclas SMA con granulometría discontinua).

#### **6.1.7. Métodos de diseño de mezcla asfáltica**

Como se ha explicado en líneas anteriores, el enfoque en el diseño de las mezclas asfálticas, siempre será el obtener un material que se comporte adecuadamente ante el apareamiento y desarrollo de las fallas ya descritas bajo un estado de carga, temperatura y humedad específico.

Desde los inicios de la fabricación y colocación de mezclas asfálticas en caminos, a finales del siglo XIX, se reconoció la necesidad de establecer criterios de control para lograr un desempeño aceptable.

Se tienen evidencias de métodos que establecían rangos de proporciones para los componentes de las mezclas, que usualmente eran mezclas con arena y cemento asfáltico y el ajuste se realizaba por la experiencia visual. A principios del siglo XX, Clifford Richardson presenta un ensayo para medir el contenido de asfalto usando

un papel y la mancha que dejaba una muestra de la mezcla (Huber G. , History of asphalt mix design in North America. Part 1. From Hubbard to Marshall, 2013).

Con el desarrollo progresivo de los pavimentos asfálticos y de los vehículos de carga, se establecieron dos corrientes teóricas para el diseño: la teoría de los vacíos y la teoría de la superficie de los agregados, ambas orientadas a conseguir un contenido óptimo de asfalto para una mezcla durable. Al mismo tiempo, los métodos de diseño incorporaban ensayos que buscaban establecer una propiedad comparable al desempeño de la mezcla bajo la acción del tráfico, es decir los métodos nacientes eran de naturaleza empírica (Goetz, 1989).

Entre los métodos empíricos más destacados, se cuentan el de Hubbard-Field, en las décadas de 1920 y 1930, que hacía uso de cálculos volumétricos combinados con una prueba de resistencia conocida como estabilidad de la mezcla. A principios de la década de 1930, Francis Hveem desarrolla un método que se basa en la superficie del agregado para determinar el contenido de asfalto. Este método usa también pruebas mecánicas y no contempla parámetros volumétricos. (Goetz, 1989) y (Huber G. , History of asphalt mix design in North America. Part 1. From Hubbard to Marshall, 2013).

#### 6.1.7.1. *Método Marshall*

Uno de los métodos de diseño de mezclas asfálticas más aceptados a nivel mundial es el método Marshall, que le debe su nombre a Bruce G. Marshall, quién trabajó como ingeniero de caminos en el estado de Mississippi, Estados Unidos y que tuvo un papel estelar en el establecimiento de los procedimientos de diseño, cerca de 1939.

En los años de la Segunda Guerra Mundial, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército contrató a Marshall para participar en un experimento en la Estación Waterways, donde se adoptó y modificó el procedimiento original, con el fin de ser usado para las pistas de aviación, con equipos que fueran usados directamente en campo.

El método Marshall consiste en probar muestras cilíndricas de 100 *mm* de diámetro y 62 *mm* de alto, compactadas con un martillo de impacto. Se prueban distintas proporciones de cemento asfáltico y se determinan las propiedades volumétricas.

Fotografía 5. Bruce G. Marshall



Tomado de Asphalt Institute

Además, se realiza el ensayo de resistencia llamado estabilidad Marshall, que consiste en aplicar una carga estática de compresión a un espécimen que ha sido acondicionado a 60 °C y que está sujeto por una pieza metálica en su circunferencia. La carga máxima conseguida a la falla de la muestra se define como estabilidad. También se mide el flujo, es decir el desplazamiento de la mezcla bajo la carga de compresión. Luego, la metodología de diseño consiste en encontrar el contenido óptimo de ligante que satisfaga una serie de requisitos volumétricos y de carga, descritos en detalle más adelante.

Según Foster (1993), quien trabajó directamente en el proyecto, y a quien corresponden las anotaciones que se describen a continuación, el experimento planteado por el Cuerpo de Ingenieros constaba de 27 secciones de prueba con diferentes mezclas que fueron sometidas a un tráfico intenso de aeronaves. Las mezclas fueron evaluadas contra el desempeño de las mismas en campo. Sin embargo, los criterios iniciales se establecieron usando únicamente 6 tipos de mezcla densa.

La filosofía de diseño incluía preparar especímenes compactados a una densidad similar a la que se obtendría pasados cerca de 3 veranos. Las observaciones apuntaban a un valor cercano al 4 % de vacíos de aire. Esto llevó a aumentar el número de impactos del martillo a 50 golpes por cada cara del espécimen (el número original era de 15).

La idea central era encontrar al final del proceso un valor óptimo de contenido de asfalto que provea durabilidad a la mezcla, pero que no sea tan alto como para sacrificar la capacidad de resistir cargas de ruedas.

Fotografía 6. Aparato Marshall



Se encontraron correlaciones para el parámetro de flujo, los vacíos de aire y los vacíos llenos de asfalto.

Con respecto a la estabilidad, Foster recuerda que no se encontró una correlación adecuada que discrimine secciones que se comportaron bien respecto a las que se clasificaron como plásticas, sin embargo debido a una exigencia de sus superiores en el proyecto se llegó a determinar un valor de 500 *lb* como mínimo especificado (p. 19). Más tarde, luego de terminado el experimento a inicios de los años 1950, se probaron secciones no cargadas con aeronaves que trabajaban con mayores presiones de inflado en sus llantas (200 psi), de acuerdo a la tendencia de desarrollo de la industria. Se cambió el número de impactos por cara a 75, tras observar que al tratar de simular la densidad de campo los especímenes mostraban evidencia de fisuras. Producto de esta nueva serie de pruebas, se elevó el criterio mínimo de estabilidad a 1000 *lb*. Luego, la Marina estadounidense adoptó el método y fijó un límite mínimo de 2000 *lb*, que a su vez quiso ser emulado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército. Al ser persuadido el jefe de dejar el límite en 1000, argumentando que no traería ningún beneficio a las mezclas, el mismo “se comprometió” a dejar el límite en 1800 *lb* (p. 20). Actualmente, se discriminan varios límites mínimos de estabilidad según el rango de volumen de tráfico que maneja el proyecto.

Por otro lado, el flujo, se limitó para evitar un comportamiento plástico de las mezclas así como un exceso de asfalto en las mismas.

En cuanto a los vacíos de aire, desde un inicio fue reconocido como el parámetro más importante, conociendo que bajo un límite inferior (3 %) las mezclas eran susceptibles a la formación de huellas, mientras que sobre un límite superior (5 %) su durabilidad se vería mermada (p. 15). Debe mencionarse, que durante este experimento, los vacíos fueron calculados utilizando la gravedad específica de los agregados, sus pesos unitarios y la proporción de los mismos. Años después, a inicios de los años 1950, James M. Rice desarrolló un método para medir la gravedad específica máxima teórica de las mezclas asfálticas, que en combinación con la gravedad específica de la mezcla compactada, se usan para el cálculo de los vacíos de aire.

Durante el experimento de *Waterways*, no se encontró una correlación para los vacíos de agregado mineral, como parámetro de durabilidad. En 1950, Norman McLeod, con oposición de Marshall, propuso un límite inferior único para los vacíos de agregado mineral, el cual fue modificado con los años de experiencia por el Instituto del Asfalto, estableciendo un límite en función del tamaño máximo nominal de la mezcla (Huber G. , *History of asphalt mix design in North America. Part 1. From Hubbard to Marshall*, 2013).

Al pasar el tiempo, el método Marshall fue adoptado para el uso en pavimentos de carreteras, y el Instituto del Asfalto publicó la Guía de Diseño MS-2, la cual ha servido como base para el desarrollo de normativas por parte de la ASTM y AASHTO.

El procedimiento actual, se limita a mezclas asfálticas densas, con un TMN de hasta 25 *mm*, aunque se han desarrollado métodos alternativos para mezclas de mayor TMN.

Tal como se ha descrito, los criterios de diseño provienen de experiencias muy limitadas y a su vez curiosas, como en el caso de la estabilidad. Sin embargo, el método Marshall ha perdurado y se ha popularizado por su simplicidad y relativa facilidad de implementación.

#### 6.1.7.2. Método Superpave

Uno de los objetivos del programa SHRP, a finales de los años 1980, fue desarrollar una especificación basada en el desempeño, tanto para ligantes y mezclas asfálticas, acompañado de un sistema de diseño de mezcla.

##### **Especificación de materiales**

Para la especificación de mezclas asfálticas se pensó en tres niveles de complejidad, llamados *nivel 1*, *nivel 2* y *nivel 3*. Los niveles 2 y 3 se pensaron para ser basados en desempeño, es decir que usan propiedades que se incorporan en modelos de predicción de fallas, los mismos que sirven de guía al diseñador para tomar decisiones sobre el material propuesto (Schwartz & Kaloush, p. 338). Los estudios dejaron sistemas de predicción de desempeño muy difíciles de implementar y es por esto que se optó por un sistema empírico de especificación: el nivel 1 (Huber G. , History of asphalt mix design in North America. Part 2. Superpave, 2013).

Este autor menciona que la especificación resultante (AASHTO M 323) está basada en propiedades de mezcla que fueron discutidas por un grupo de expertos. En definitiva, se trata de propiedades de los agregados, del ligante y propiedades volumétricas que tienen influencia en las fallas principales de las mezclas asfálticas.

A continuación se describen las propiedades y los valores de especificación actuales según la normativa AASHTO M 323: *Standard Specification for Superpave Volumetric Mix Design* y de acuerdo a los conceptos de la guía *Superpave Mix Design* (Asphalt Institute, 2001).

##### **Relaciones volumétricas de la mezcla asfáltica**

Una mezcla asfáltica puede caracterizarse de acuerdo a las relaciones de volumen de sus componentes (típicamente agregados, asfalto y aire). Debido a que en la práctica resulta más útil usar medidas de masa para dosificar los ingredientes, también se hace uso de las relaciones relativas entre masa y volumen (gravidades específicas) para ejecutar las conversiones.

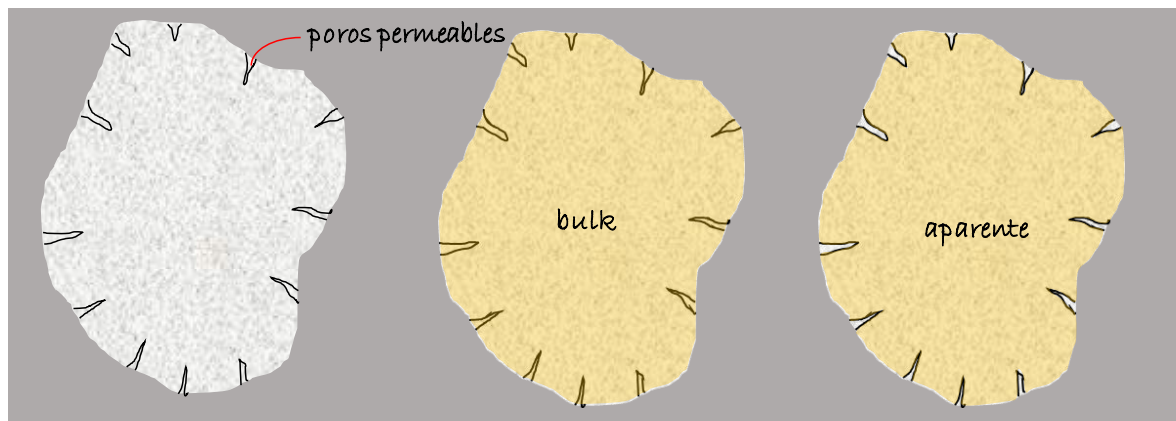
### **Gravedad específica de agregados**

La gravedad específica se define como la relación entre la masa en aire de un volumen unitario de material a una temperatura establecida, con respecto a la masa en aire de un volumen igual de agua destilada libre de gas a una temperatura establecida.

En los cálculos volumétricos se usan tres tipos de gravedades específicas para los agregados: *bulk*, aparente y efectiva. La determinación de la gravedad específica *bulk* y aparente en los agregados se consigue con los procedimientos de los estándares AASHTO T 84<sup>5</sup> para agregados finos y AASHTO T 85 para agregados gruesos.

La gravedad específica *bulk*, considera el volumen permeable de las partículas de los agregados, es decir los poros permeables al asfalto y al agua. La gravedad específica aparente, por el contrario, no incluye el volumen de poros permeables al agua y al asfalto. La gravedad específica de los agregados no incluye los vacíos entre partículas (ver Ilustración 18).

Ilustración 18. Volumen considerado para gravedades específicas en agregados



Tomado y editado de Asphalt Institute (2001)

Debido al hecho que las mezclas asfálticas se construyen usando una mezcla de dos o más fracciones de agregados, la gravedad específica *bulk* de la mezcla de agregados se calcula con la siguiente expresión:

<sup>5</sup> Existen procedimientos ASTM similares para esta y otras normas.

$$G_{sb} = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{\frac{P_1}{G_1} + \frac{P_2}{G_2} + \dots + \frac{P_n}{G_n}}$$

Donde:

- $G_{sb}$  = gravedad específica bulk de la mezcla de agregados  
 $P_1, P_2, \dots, P_n$  = porcentajes individuales por masa de los agregados  
 $G_1, G_2, \dots, G_n$  = gravedades específicas individuales de los agregados

Una expresión igual se usa para el cálculo de la gravedad específica aparente de la mezcla de agregados.

La gravedad específica máxima teórica considera el volumen de agregados y asfalto, sin incluir vacíos de aire y se calcula con el procedimiento de la normativa ASTM D2041.

Otro parámetro importante para los cálculos volumétricos, es el conocido como gravedad específica efectiva. El volumen usado en estos cálculos excluye los poros permeables al asfalto, es decir excluye el volumen de agregado que permite la absorción de asfalto y se calcula con la siguiente fórmula:

$$G_{se} = \frac{100 - P_b}{\frac{100}{G_{mm}} - \frac{P_b}{G_b}}$$

Donde:

- $G_{se}$  = gravedad específica efectiva del agregado  
 $G_{mm}$  = gravedad específica máxima teórica  
 $P_b$  = porcentaje de asfalto con el que se determinó  $G_{mm}$  (de la masa total de mezcla)  
 $G_b$  = gravedad específica del asfalto

Para el proceso de diseño, es necesario determinar la gravedad específica máxima teórica a diferentes contenidos de asfalto.

Si no se ejecuta el ensayo directamente a otros contenidos, se puede estimar su valor con la siguiente expresión:

$$G_{mm} = \frac{100}{\frac{P_s}{G_{se}} + \frac{P_b}{G_b}}$$

Donde:

- $P_s$  = contenido de agregado, en porcentaje de la masa total de la mezcla

### **Absorción de asfalto**

La absorción de asfalto se define como el porcentaje de asfalto respecto a la masa total de agregado, calculada como se indica a continuación:

$$P_{ba} = 100 \cdot \frac{G_{se} - G_{sb}}{G_{sb} \cdot G_{se}} \cdot G_b$$

Donde:

$P_{ba}$  = asfalto absorbido, como porcentaje de la masa de agregado

### **Contenido de asfalto efectivo**

Considerando que una parte del asfalto añadido al agregado es absorbido por sus poros permeables al asfalto, es necesario calcular el contenido restante, que es el que formará la película alrededor de las partículas de agregado. Este porcentaje de asfalto se conoce como asfalto efectivo y se calcula con la fórmula siguiente:

$$P_{be} = P_b - \frac{P_{ba}}{100} \cdot P_s$$

Donde:

$P_{be}$  = contenido de asfalto efectivo, como porcentaje de la masa de la mezcla

### **Vacíos de agregado mineral**

Los vacíos de agregado mineral, como se ha definido anteriormente, son el porcentaje respecto al volumen total de la mezcla compactada, no ocupado por las partículas de agregado (ver Ilustración 19).

El grupo de expertos que trabajó en las especificaciones Superpave, decidió que el cálculo de VMA debe hacerse de acuerdo a la definición del manual MS-2 del Instituto del Asfalto, es decir, usando la gravedad específica de la mezcla de agregados, como se indica a continuación:

$$VMA = 100 - \frac{G_{mb} \cdot P_s}{G_{sb}}$$

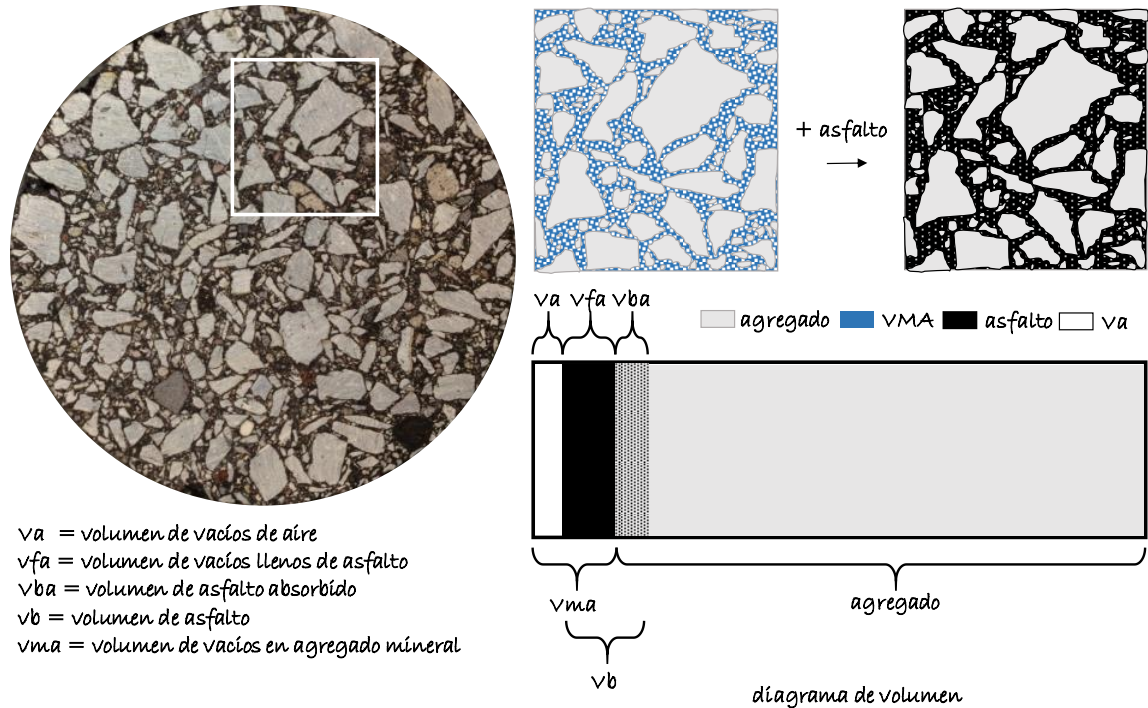
Donde:

VMA = vacíos de agregado mineral, como porcentaje del volumen de la mezcla

$G_{mb}$  = gravedad específica bulk de la mezcla compactada, conforme a AASHTO T166

Según Huber (2013), este parámetro desplazó al espesor de película como método para determinar el contenido de asfalto mínimo.

Ilustración 19. Componentes volumétricos de las mezclas



### Vacíos de aire

La especificación AASHTO M 323 define a los vacíos de aire como pequeño paquetes de aire entre las partículas de agregado cubiertas en una mezcla compactada, expresados como un porcentaje del volumen bulk de la mezcla compactada. Los vacíos de aire se calculan, de acuerdo al grupo de expertos, usando la gravedad específica bulk de la mezcla compactada y la gravedad específica máxima teórica, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_a = 100 \cdot \frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}}$$

Donde:

$V_a$  = vacíos de aire, como porcentaje del volumen total de la mezcla

### Vacíos llenos de asfalto

Los vacíos llenos de asfalto son el porcentaje de VMA que contiene ligante, es decir, el volumen de asfalto efectivo dividido entre el VMA. El grupo de expertos estableció

que el cálculo de los vacíos llenos de asfalto se realice con los parámetros VMA y  $V_a$ , como se define a continuación:

$$VFA = 100 \cdot \frac{VMA - V_a}{VMA}$$

Donde:

VFA = vacíos llenos de asfalto, como porcentaje de VMA

Aunque según Huber (2013), hubo cuestionamientos dentro del grupo de expertos sobre la utilidad de este parámetro, terminó especificándose, con el argumento que es un indicador que puede controlar el exceso de asfalto y prevenir ahuellamiento. A su vez, puede servir para definir “indirectamente” un límite superior de VMA, para los mismos propósitos mencionados.

### **Relación filler-ligante**

Este indicador se define como la razón por masa del porcentaje de agregado pasante del tamiz de 75  $\mu$ m y el contenido de ligante efectivo ( $P_{be}$ ), y se utiliza para un control de la cantidad de filler en la mezcla. El filler puede ser una fracción natural de los agregados o una fracción más en el proceso de mezcla.

Como resultado del análisis de los expertos, la sección de la norma AASHTO M 323 que controla los parámetros volumétricos es la que se presenta en la Tabla 4.

Tabla 4. Requisitos Superpave de diseño para mezclas asfálticas en caliente

| ESALs <sup>a</sup><br>diseño<br>(millones) | Densidad relativa<br>requerida, % $G_{mm}$ |           |           | VMA, porcentaje mínimo |      |      |      |      |      | VFA <sup>b</sup><br>rango, % | Relación<br>filler-<br>ligante,<br>rango <sup>c</sup> |
|--|--|-----------|-----------|------------------------|------|------|------|------|------|------------------------------|---|
|  |  |           |           | TMN, mm                |      |      |      |      |      |                              |   |
|  | $N_{ini}$                                  | $N_{des}$ | $N_{max}$ | 37.5                   | 25.0 | 19.0 | 12.5 | 9.5  | 4.75 |                              |   |
| <0.3                                       | ≤91.5                                      | 96.0      | ≤98.0     | 11.0                   | 12.0 | 13.0 | 14.0 | 15.0 | 16.0 | 70-80 <sup>d</sup>           | 0.6-1.2   |
| 0.3 a <3                                   | ≤90.5                                      | 96.0      | ≤98.0     | 11.0                   | 12.0 | 13.0 | 14.0 | 15.0 | 16.0 | 65-78                        | 0.6-1.2   |
| 3 a < 10                                   | ≤89.0                                      | 96.0      | ≤98.0     | 11.0                   | 12.0 | 13.0 | 14.0 | 15.0 | 16.0 | 65-75 <sup>e</sup>           | 0.6-1.2   |
| 10 a <30                                   | ≤89.0                                      | 96.0      | ≤98.0     | 11.0                   | 12.0 | 13.0 | 14.0 | 15.0 | 16.0 | 65-75 <sup>e</sup>           | 0.6-1.2   |
| ≥30  | ≤89.0                                      | 96.0      | ≤98.0     | 11.0                   | 12.0 | 13.0 | 14.0 | 15.0 | 16.0 | 65-75 <sup>e</sup>           | 0.6-1.2   |

<sup>a</sup> Calculado con una proyección de tráfico de 20 años

<sup>b</sup> Para un TMN de 37.5 mm, el VFA puede tener un mínimo de 64 % para todo nivel de tráfico

<sup>c</sup> Para un TMN de 4.75 mm la relación filler-ligante será de 0.9 a 2.0

<sup>d</sup> Para un TMN de 25.0 mm, el límite inferior de VFA será 67 % para un nivel de tráfico de <0.3 mill. ESAL

<sup>e</sup> Para un TMN de 9.5 mm y un nivel de tráfico >3 mill. ESAL, el rango de VFA será 73 a 76 %, mientras que para TMN de 4.75 mm el rango será de 75 a 78 %

Tomado y editado de AASHTO M 323

La norma menciona que para mezclas finas de agregados (como se definirá más adelante), la relación filler-ligante puede ser incrementada a un rango de 0.8 a 1.6, a criterio de la agencia.

Con respecto a los límites superiores de VMA, que como se ha explicado, sostienen un criterio de durabilidad para la mezcla, la especificación sugiere que se mantengan como máximo 2 % más alto del límite inferior, para evitar ahuellamiento.

### ***Propiedades de los agregados***

El grupo de expertos también fue consultado sobre la relevancia de las propiedades de los agregados en el desempeño de las mezclas asfálticas. Producto del proceso de consulta, se establecieron dos categorías de propiedades para generar la especificación: propiedades de consenso y propiedades de fuente.

Las propiedades de consenso, recibieron esta denominación, ya que en el procedimiento utilizado para arribar a un acuerdo, se consiguió una alta coincidencia sobre su utilidad y los valores de especificación (Asphalt Institute, 2001, p. 26). Estas propiedades son la angulosidad del agregado grueso, la angulosidad del agregado fino, las partículas planas y alargadas y el equivalente de arena. Los límites establecidos para el sistema Superpave se encuentran en la Tabla 5.

### ***Angulosidad del agregado grueso***

Se ha expuesto que las caras fracturadas en el agregado grueso generan fricción y permiten conformar un esqueleto resistente a la deformación permanente. La angulosidad del agregado grueso se define como el porcentaje en masa de las partículas mayores a 4.75 mm con una o más caras fracturadas.

La determinación de este parámetro tiene un método normalizado de medida: ASTM D5821.

### ***Angulosidad del agregado fino***

El significado de esta propiedad es el mismo que el usado para el agregado grueso. El método de ensayo especificado por el sistema Superpave (AASHTO M 323), es la norma AASHTO T 304, el cual es un método indirecto de medida 9mide vacíos no compactados, los mismos que se relacionan a la forma de la partícula, textura superficial y granulometría (Asphalt Institute, 2001, p. 27).

Se especificó la angulosidad de las partículas gruesas y finas en función del volumen de tráfico (ejes equivalentes estándar) y de la profundidad de la capa

desde la superficie, debido a que se argumentó que estos eran los principales parámetros que influían en la demanda de partículas trituradas (Huber G. , History of asphalt mix design in North America. Part 2. Superpave, 2013).

### **Partículas planas y alargadas**

El ensayo para la determinación de partículas planas y alargadas es visual y usa un dispositivo que comprueba las relaciones entre las dimensiones notables de la partícula: largo, ancho y espesor. El criterio de consenso es limitar el porcentaje de partículas planas y alargadas, ya que estas tienden a partirse bajo cargas durante la construcción y servicio, además de impedir un correcto acomodo del resto de las partículas en la compactación de la mezcla. Se usa la norma ASTM D4791, con una relación de forma de 5:1 (es decir, se determina el porcentaje por masa de las partículas cuya relación entre la dimensión máxima a mínima es mayor que 5).

### **Equivalente de arena**

Este indicador se mide con otra prueba visual, donde la parte fina del agregado es agitada en una solución química, con el fin de poner en suspensión el material arcilloso que podría estar presente.

Tabla 5. Requisitos Superpave para propiedades de consenso de agregados

| ESALs <sup>a</sup><br>diseño<br>(millones) | Caras fracturadas, <sup>c</sup><br>agregado grueso,<br>% mín. |          | Contenido de vacíos no<br>compactados, ag. fino,<br>% mín. |          | Equivalente<br>de arena,<br>% mín. | Partículas<br>planas y<br>alargadas, <sup>c</sup><br>% máx. |
|--|---|----------|--|----------|------------------------------------|---|
|  | Profundidad desde la<br>superficie                            |          | Profundidad desde la<br>superficie                         |          |                                    |   |
|  | ≤ 100 mm  | > 100 mm | ≤ 100 mm   | > 100 mm |                                    |   |
| <0.3                                       | 55/–  | –/–      | –  | –        | 40                                 | –   |
| 0.3 a <3                                   | 75/–  | 50/–     | 40   | 40       | 40                                 | 10  |
| 3 a <10                                    | 85/80 <sup>b</sup>  | 60/–     | 45   | 40       | 45                                 | 10  |
| 10 a <30                                   | 95/90   | 80/75    | 45   | 40       | 45                                 | 10  |
| ≥30  | 100/100   | 10/100   | 45   | 45       | 50                                 | 10  |

<sup>a</sup> Calculado con una proyección de tráfico de 20 años

<sup>b</sup> 85/80 denota que el 85 % del agregado tiene una cara fracturada y el 80 % tiene dos o más

<sup>c</sup> Este criterio no aplica para mezclas con TMN de 4.75 mm

Tomado y editado de AASHTO M 323

El equivalente de arena es la proporción del volumen de agregado con respecto al volumen de arcilla en suspensión y se mide bajo la norma AASHTO T 176.

Por otro lado, las propiedades de fuente, se han definido como las propiedades particulares que están ligadas a la fuente del material y sobre las cuales no se puede elaborar una especificación general como la AASHTO M 323, aunque se

reconoce su importancia e influencia en el desempeño de las mezclas asfálticas (Asphalt Institute, 2001, p. 29).

En el caso de estas propiedades, las especificaciones son de carácter local, como por ejemplo las especificaciones generales para caminos y puentes del Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador (MOP-001-F-2002, resumidas en la Tabla 6). Las propiedades de fuente consideradas en el sistema Superpave son dureza, firmeza y materiales deletéreos.

### **Dureza**

La resistencia del agregado grueso a la degradación por manipulación, operaciones de construcción y bajo cargas en servicio. Se mide con una prueba empírica que relaciona los resultados a los valores mínimos deseables de desempeño. La prueba utilizada en laboratorio utiliza la máquina de Los Ángeles, conforme a la norma ASTM C131.

### **Firmeza**

Esta propiedad se mide con una prueba empírica (AASHTO T 104), sometiendo a las partículas de agregado a la acción de sulfato de sodio o magnesio, simulando de esta manera las tensiones internas en el agregado en los ciclos de congelamiento y descongelamiento del agregado, el humedecimiento y secado cíclico, y en general, la exposición a la intemperie del material.

### **Materiales deletéreos**

Los materiales deletéreos o nocivos a las partículas del agregado, son materias adheridas como terrones de arcilla, esquistos, madera, mica y carbón (Asphalt Institute, 2001, p. 30) que podrían afectar a la adherencia del asfalto y la piedra. La determinación se realiza por lavado de una muestra de agregado y se calcula el porcentaje en masa de partículas deleznable y terrones de arcilla, siguiendo el protocolo establecido en la norma AASHTO T 112.

Tabla 6. Propiedades de fuente usadas en Ecuador

| <b>Propiedad</b>                                    | <b>Especificación</b> |
|---|-----------------------|
| Desgaste por abrasión, máquina de Los Ángeles, máx. | 40 %                  |
| Pérdida luego de 5 ciclos de sulfato de sodio, máx. | 12 %                  |
| Terrones de arcilla y partículas deleznable, máx.   | 1 %                   |

Fuente: MOP-001-F-2002

## **Granulometría**

La estructura del agregado especificada en el sistema Superpave, se basa en definiciones particulares respecto al tamaño máximo de las partículas: El tamaño, máximo nominal (TMN), es un tamaño de malla mayor al primer tamiz que retiene más del 10 % de partículas; el tamaño máximo (TM) de un agregado, es un tamaño de malla mayor al TMN.

La especificación AASHTO M 323 indica que las mezclas asfálticas de superficie deberán tener TMN entre 4.75 y 19.0 *mm* para capas de superficie, mientras que las capas inferiores podrán tener un TMN de hasta 37.5 *mm*.

La norma fija puntos de control que varían según el TMN, a través de los cuales debe pasar la curva de distribución de tamaños (Tabla 7).

La forma de representación de la granulometría (ver Ilustración 20), es un gráfico en cuyas ordenadas se representa el porcentaje que pasa y en las abscisas se representa el tamaño de la partícula, en una escala donde el tamaño en milímetros es elevado a la potencia 0.45. Se añade como referencia, la línea teórica de máxima densidad de los agregados, la cual se construye como una recta desde el origen (0,0) hasta el TM (TM,100).

Además, se usa el tamiz de control primario (PCS), que define el límite, para cada TMN entre una granulometría gruesa y una fina. Los PCS de la especificación AASHTO M 323 se encuentran en la Tabla 8.

Inicialmente, la especificación incluía la denominada *zona de restricción*, ubicada sobre la línea de máxima densidad, que buscaba evitar excesos de arena natural (y potenciales problemas de ahuellamiento) forzando a las mezclas a pasar por la parte gruesa en la región de los finos (entre 0.3 *mm* y 4.75 *mm*).

Sin embargo, estudios posteriores brindaron el sustento necesario para prescindir de esta restricción, al probar que la especificación de angulosidad de los finos era suficiente para controlar la calidad de estos materiales (Huber G. , History of asphalt mix design in North America. Part 2. Superpave, 2013).

Ilustración 20. Ejemplo de representación granulométrica Superpave

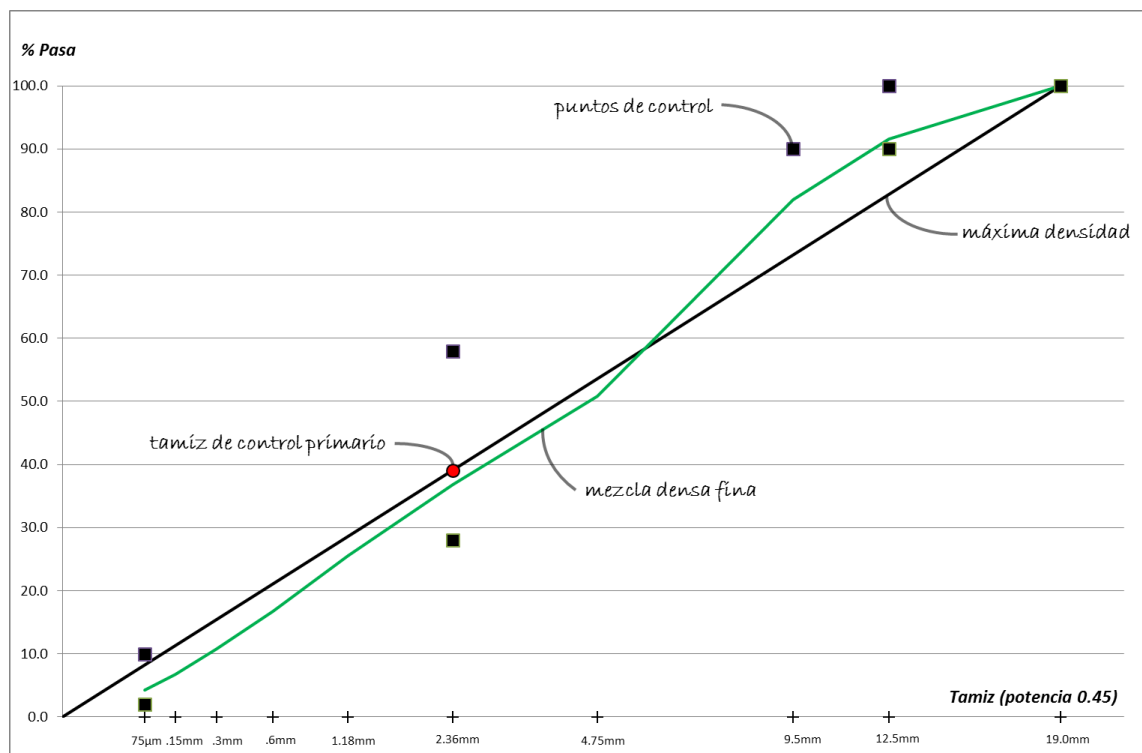


Tabla 7. Requisitos Superpave para una mezcla de agregados

| Tamaño de tamiz | Tamaño máximo nominal del agregado – Puntos de control (porcentaje que pasa) |     |         |     |         |     |         |     |        |     |         |     |  |
|-----------------|--|-----|---------|-----|---------|-----|---------|-----|--------|-----|---------|-----|--|
|                 | 37.5 mm  |     | 25.0 mm |     | 19.0 mm |     | 12.5 mm |     | 9.5 mm |     | 4.75 mm |     |  |
|                 | min  | max | min     | max | min     | max | min     | max | min    | max | min     | max |  |
| 50.0 mm         | 100  |     |         |     |         |     |         |     |        |     |         |     |  |
| 37.5 mm         | 90   | 100 | 100     |     |         |     |         |     |        |     |         |     |  |
| 25.0 mm         |  | 90  | 90      | 100 | 100     |     |         |     |        |     |         |     |  |
| 19.0 mm         |  |     |         | 90  | 90      | 100 | 100     |     |        |     |         |     |  |
| 12.5 mm         |  |     |         |     |         | 90  | 90      | 100 | 100    |     |         | 100 |  |
| 9.5 mm          |  |     |         |     |         |     |         | 90  | 90     | 100 | 95      | 100 |  |
| 4.75 mm         |  |     |         |     |         |     |         |     | 90     | 90  | 90      | 100 |  |
| 2.36 mm         | 15   | 41  | 19      | 45  | 23      | 49  | 28      | 58  | 32     | 67  |         |     |  |
| 1.18 mm         |  |     |         |     |         |     |         |     |        |     | 30      | 60  |  |
| 0.075 mm        | 0  | 6   | 1       | 7   | 2       | 8   | 2       | 10  | 2      | 10  | 6       | 12  |  |

Tomado y editado de AASHTO M 323

Tabla 8. Tamices de control primario

| TMN                           | 37.5 mm | 25.0 mm | 19.0 mm | 12.5 mm | 9.5 mm  |
|-------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|
| PCS                           | 9.5 mm  | 4.75 mm | 4.75 mm | 2.36 mm | 2.36 mm |
| Punto de control PCS (% pasa) | 47      | 40      | 47      | 39      | 47      |

Tomado y editado de AASHTO M 323

### **Requisitos del ligante**

El método de diseño de mezclas Superpave trabaja con un nuevo sistema de clasificación del ligante: El grado de desempeño (AASHTO M 320). El diseñador debe elegir el grado de ligante que cumpla con los requisitos de desempeño exigidos para el ligante, a una temperatura acorde con las condiciones de operación del proyecto de pavimentación. Como se describió en secciones anteriores, la característica particular de este sistema de clasificación, es que los requisitos son los mismos para el ligante, independientemente de la temperatura de operación (o de ensayo).

El proceso establecido para seleccionar la temperatura de diseño contempla recabar estadística de temperaturas altas y bajas del aire por un período de al menos 20 años. Las temperaturas altas se establecen a una profundidad de 20 *mm* de la superficie del pavimento, y son el promedio anual de las máximas temperaturas en períodos de 7 días (ver Ilustración 21). Las temperaturas bajas representan el promedio anual de las temperaturas mínimas diarias.

Una vez obtenidos los valores medios y sus desviaciones estándar de acuerdo al nivel de confiabilidad requerido (el mismo que según AASHTO M 323, puede ser influenciado por los costos iniciales de los materiales y los costos de mantenimiento del proyecto), se usan las siguientes expresiones para el cálculo de las temperaturas de diseño:

$$T_{20mm} = (T_{air} - 0.00618 \cdot Lat^2 + 0.2289 \cdot Lat + 42.2)(0.9545) - 17.78$$

Donde:

$T_{20mm}$  = temperatura alta de diseño a una profundidad de 20 *mm*, °C

$T_{air}$  = temperatura máxima promedio en períodos de 7 días, °C

$Lat$  = latitud geográfica del proyecto, grados

$$T_{pav} = -1.56 + 0.72 \cdot T_{air} - 0.004 \cdot Lat^2 + 6.26 \cdot \log_{10}(H + 25) - z(4.4 + 0.52 \cdot \sigma_{air})^{1/2}$$

Donde:

$T_{pav}$  = temperatura baja del ligante bajo la superficie, °C

$T_{air}$  = temperatura mínima promedio de períodos de un día, °C

$H$  = profundidad a la superficie, *mm*

$\sigma_{air}$  = desviación estándar de la temperatura media baja del aire, °C

$z$  = parámetro de la distribución normal estándar

La notación utilizada para definir un grado de desempeño (grado PG) es:

$$PG\ XX - YY$$

Donde:

XX = temperatura máxima de desempeño

YY = temperatura mínima de desempeño

Los grados de desempeño según sus temperaturas máximas y mínimas, se sintetizan gráficamente en la Ilustración 22. El diseñador debe seleccionar el mínimo grado PG que satisfaga la temperatura de diseño con la confiabilidad requerida (ver un ejemplo de especificación en la Tabla 10).

Ilustración 21. Esquema de ubicación de los puntos de medición de la temperatura

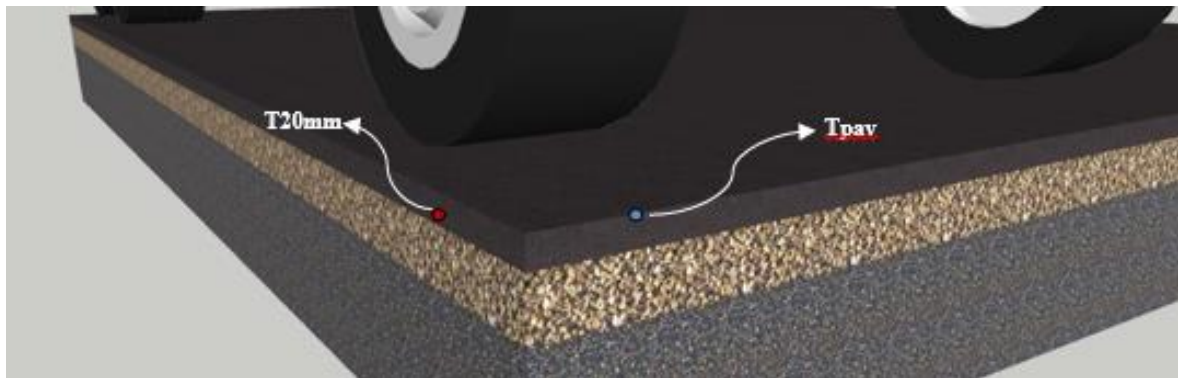


Ilustración 22. Grados de desempeño para ligantes, según AASHTO M 320

|              |              |    |    |              |    |    |              |    |    |              |              |    |    |              |    |    |    |    |    |    |    |
|--------------|--------------|----|----|--------------|----|----|--------------|----|----|--------------|--------------|----|----|--------------|----|----|----|----|----|----|----|
| <b>PG XX</b> | <b>PG 46</b> |    |    | <b>PG 52</b> |    |    |              |    |    | <b>PG 58</b> |              |    |    | <b>PG 64</b> |    |    |    |    |    |    |    |
| - YY         | 34           | 40 | 46 | 10           | 16 | 22 | 28           | 34 | 40 | 46           | 16           | 22 | 28 | 34           | 40 | 10 | 16 | 22 | 28 | 34 | 40 |
| <b>PG XX</b> | <b>PG 70</b> |    |    |              |    |    | <b>PG 76</b> |    |    |              | <b>PG 82</b> |    |    |              |    |    |    |    |    |    |    |
| - YY         | 10           | 16 | 22 | 28           | 34 | 40 | 10           | 16 | 22 | 28           | 34           | 10 | 16 | 22           | 28 | 34 |    |    |    |    |    |

En este proceso de selección del ligante, debe considerarse que las especificaciones fueron desarrolladas para velocidades de circulación de vehículos de carga típicas de una autopista. Por lo tanto, si en el proyecto se prevén velocidades de circulación menores, se debe hacer un ajuste en el grado de temperatura alta, previamente seleccionado (Asphalt Institute, 2001, p. 24). Los valores de ajuste, comúnmente llamados como “saltos de grado”, se describen en la Tabla 9.

Este ajuste está basado en el principio de superposición de tiempo y temperatura, según el cual se crea una equivalencia entre la frecuencia de carga (velocidad de circulación) y la temperatura de operación del ligante (Asphalt Institute, 2003, p. 6). Por lo tanto, una velocidad baja de circulación tiene un efecto equivalente al de subir la temperatura del ligante, y de aquí la recomendación de elegir grados superiores que cumplan los requisitos del ligante a temperaturas mayores.

Tabla 9. Ajustes al grado de temperatura alta del ligante

| ESALs <sup>b</sup> diseño<br>(millones) | Ajustes <sup>a</sup>           |                   |                       |
|---|--------------------------------|-------------------|-----------------------|
|   | Velocidad de carga del tráfico |                   |                       |
|   | Estacionaria <sup>c</sup>      | Bajo <sup>d</sup> | Estándar <sup>e</sup> |
| < 0.3                                   | - <sup>f</sup>                 | -                 | -                     |
| 0.3 a < 3                               | 2                              | 1                 | -                     |
| 3 a < 10                                | 2                              | 1                 | -                     |
| 10 a < 30                               | 2                              | 1                 | - <sup>f</sup>        |
| ≥ 30                                    | 2                              | 1                 | 1                     |

<sup>a</sup> Incrementar el grado de temperatura alta por el número de grados equivalentes indicado (un grado equivale a 6 °C. Mantener el grado de temperatura bajo previamente establecido.

<sup>b</sup> Calcular los ESALs para un período de 20 años.

<sup>c</sup> La velocidad promedio del tráfico es menor a 20 km/h.

<sup>d</sup> La velocidad promedio del tráfico está en el rango de 20 a 70 km/h.

<sup>e</sup> La velocidad promedio del tráfico es mayor a 70 km/h.

<sup>f</sup> Se podría considerar el incremento en un grado equivalente.

Tomado y editado de AASHTO M 323

Tabla 10. Especificación de ligante por grado de desempeño (PG 64-22)

| Grado de desempeño  | PG 64 |      |      |      |      |      |
|---|-------|------|------|------|------|------|
|   | 10    | 16   | 22   | 28   | 34   | 40   |
| Temperatura máxima de diseño, °C                                | < 64  |      |      |      |      |      |
| Temperatura mínima de diseño, °C                                | >-10  | >-16 | >-22 | >-28 | >-34 | >-40 |
| <i>Ligante original</i>   |       |      |      |      |      |      |
| Punto de chispa, mín, °C  | 230   |      |      |      |      |      |
| Viscosidad, máximo 3 Pa.s, temperatura de ensayo, °C            | 135   |      |      |      |      |      |
| Corte dinámico, G*/Sen δ, mínimo 1.00 kPa, temp. ensayo, °C     | 64    |      |      |      |      |      |
| <i>Residuo del horno de película delgada rodante (RTFO)</i>     |       |      |      |      |      |      |
| Cambio de masa, máximo, porcentaje                              | 1.00  |      |      |      |      |      |
| Corte dinámico, G*/Sen δ, mínimo 2.20 kPa, temp. ensayo, °C     | 64    |      |      |      |      |      |
| <i>Residuo de la vasija de envejecimiento por presión (PAV)</i> |       |      |      |      |      |      |
| Temperatura de envejecimiento de PAV, °C                        | 100   |      |      |      |      |      |
| Corte dinámico, G* Sen δ, máximo 5000 kPa, temp. ensayo, °C     | 31    | 28   | 25   | 22   | 19   | 16   |
| Rigidez creep, S, máximo 300 MPa                                |       |      |      |      |      |      |
| Valor m, mínimo 0.300, temp. ensayo, °C                         | 0     | -6   | -12  | -18  | -24  | -30  |
| Tensión directa, deformación unitaria a la falla, mínimo 1 %    |       |      |      |      |      |      |
| Temperatura de ensayo, °C                                       | 0     | -6   | -12  | -18  | -24  | -30  |

Nota: El corte dinámico se ejecuta a 10 rad/s

Tomado y editado de AASHTO M 320

En resumen, las especificaciones descritas para el sistema de diseño, buscan el control de las fallas principales de las mezclas asfálticas.

Según Huber (2013), la relación entre las fallas y las propiedades de los materiales y la mezcla se convierten en un sustituto a los modelos de predicción de fallas que no pudieron ser implementados. La Tabla 11 repasa dichas relaciones.

Tabla 11. Relación entre las propiedades de los materiales y las fallas

| <b>Falla</b>                 | <b>Parámetros que controlan la falla</b>  |
|------------------------------|---|
| Ahuellamiento                | Caras fracturadas en agregado grueso<br>Angularidad en agregado fino<br>Vacíos de aire<br>VFA |
| Fisuras por fatiga           | Contenido de ligante  |
| Fisuras por baja temperatura | Grado de desempeño de baja temperatura del ligante<br>Contenido de ligante                    |
| Envejecimiento de mezcla     | Contenido de ligante  |
| Daño por humedad             | Resistencia de la interface agregado-ligante<br>Contenido de ligante                          |

Fuente: Huber (2013)

### **Densificación de mezclas**

El método de diseño de mezclas Superpave, utiliza el compactador giratorio (SGC) para densificar mezclas para su análisis en laboratorio. Este método no es nuevo, pues desde principios del siglo XX se desarrollaron equipos de compactación giratoria en Texas, Estados Unidos y más tarde se extendió su uso para el método de diseño de mezclas Francés.

Durante el desarrollo del protocolo Superpave, se mantuvieron características de compactación que guardan relación con los antecesores del SGC, esto es, compactar la mezcla asfáltica en un molde cilíndrico, mientras gira con un ángulo constante de inclinación y la muestra está en contacto con un pistón a una presión determinada. Los estudios fijaron el valor de inclinación en 1.25°, para conseguir una velocidad de densificación apropiada que simule la densidad de un pavimento al final de su vida de diseño (Huber G. A.).

Tabla 12. Esfuerzo de compactación del SGC

| ESALs <sup>a</sup><br>diseño<br>(millones) | Parámetros de compactación |                  |                  |
|--|----------------------------|------------------|------------------|
|  | N <sub>ini</sub>           | N <sub>des</sub> | N <sub>max</sub> |
| < 0.3                                      | 6                          | 50               | 75               |
| 0.3 a < 3                                  | 7                          | 75               | 115              |
| 3 a < 30                                   | 8                          | 100              | 160              |
| ≥ 30                                       | 9                          | 125              | 205              |

<sup>a</sup> Se calcula con una proyección a 20 años.

Tomado y editado de AASHTO R 35

## Proceso de diseño

El diseño de mezcla asfáltica en caliente Superpave, se realiza de acuerdo a la normativa AASHTO R 35. Este estándar está concebido para desarrollar un producto base que sirva de referencia inicial para análisis posteriores de la mezcla y predicciones de desempeño.

Como punto de partida, debe definirse el tipo de mezcla a diseñar. La especificación AASHTO M 323 recomienda utilizar los criterios de selección de tipo de mezcla y TMN expuestos en la publicación IS 128 de *National Asphalt Pavement Association* “*HMA Pavement Mix Type Selection Guide*” (Garcia, et al., 2001). En la Tabla 13, se presenta un resumen de estas recomendaciones para capas de superficie.

Tabla 13. Tipos de mezclas y TMN recomendados para capas de superficie

|                            |   |              |             |                 |                       |             |             |                     |             |             |             |             |             |
|----------------------------|---|--------------|-------------|-----------------|-----------------------|-------------|-------------|---------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| <b>Capas de Superficie</b> | <b>Alzado mínimo recomendado, rango, mm</b> | 12.5 - 19.0  | 25.0 - 37.5 | 30.0 - 62.5     | 50.0 - 70.0           | 25.0 - 37.5 | 37.5 - 50.0 | 50.0 - 62.5         | 19.0 - 25.0 | 25.0 - 37.5 | 30.0 - 50.0 | 37.5 - 75.0 | 57.0 - 75.0 |
|                            | <b>T. Bajo</b>                              |              |             |                 |                       |             |             |                     |             |             |             |             |             |
|                            | <b>T. Moderado</b>                          |              |             |                 |                       |             |             |                     |             |             |             |             |             |
|                            | <b>T. Alto</b>                              |              |             |                 |                       |             |             |                     |             |             |             |             |             |
| <b>Tipo y TMN</b>          | DF<br>4.75                                  | DF<br>9.5    | DF<br>12.5  | DF<br>19.0      | SMA<br>9.5            | SMA<br>12.5 | SMA<br>19.0 | AFD<br>9.5          | AFD<br>12.5 | DG<br>9.5   | DG<br>12.5  | DG<br>19.0  |             |
| <b>Mezclas:</b>            | <b>Densas</b>                               |              |             | <b>Abiertas</b> |                       |             |             | <b>Discontinuas</b> |             |             |             |             |             |
|                            | DF  | Densa Fina   |             | AFD             | Friccionante/Drenante |             |             | SMA                 | Matriz      |             |             |             |             |
|                            | DG  | Densa Gruesa |             | BAA             | Base Asfáltica        |             |             |                     |             | Piedra      |             |             |             |

Tomado y editado de Garcia et al. (2001)

El siguiente paso es seleccionar los materiales (agregados y ligante) idóneos y que cumplan con los requisitos especificados, a través de pruebas de laboratorio normalizadas.

Se deben preparar al menos tres pruebas de mezcla de agregados para conformar un esqueleto mineral que satisfaga los requisitos volumétricos de la mezcla asfáltica. Esto incluye la fabricación de por lo menos dos especímenes compactados por cada prueba, a un contenido de ligante estimado, con el propósito de lograr porcentajes de vacíos de aire de 4.0 %. Los especímenes de prueba se deben compactar a un número de giros  $N_{des}$ . Cabe mencionar que las mezclas

deben ser acondicionadas para simular una condición de envejecimiento, conforme con el protocolo AASHTO R 30.

Posteriormente, se evalúan las propiedades volumétricas de los especímenes compactados. Esta evaluación se realiza para una condición estimada de 4.0 % de vacíos de aire. La mezcla mejor evaluada con referencia a los requisitos de la especificación M 323, se selecciona para continuar con el proceso de diseño.

Una vez elegida la prueba más prometedora, se deben fabricar nuevos especímenes compactados al contenido de ligante estimado (para 4.0 % de vacíos de aire) y variando estos contenidos  $\pm 0.5$  % y  $\pm 1.0$  %. El contenido óptimo de ligante se determina comprobando que con el contenido de asfalto necesario para obtener el porcentaje de vacíos de 4.0 %, se cumplan el resto de parámetros volumétricos de la mezcla, de acuerdo en lo especificado en la norma AASHTO M 323 (ver Tabla 4).

En la Tabla 4, puede verse que la densidad relativa es especificada a distintos niveles de compactación ( $N_{ini}$ ,  $N_{des}$  y  $N_{max}$ ). El control a un número de giros inicial está orientado a controlar el exceso de compactación al inicio de las operaciones de los rodillos durante la construcción, ya que mezclas con este comportamiento pueden presentar un potencial problema de deformación permanente en la etapa constructiva y durante servicio.

Por otro lado, debe controlarse la densidad a un número de giros mayor a los de diseño, para asegurar que los vacíos de aire no superen un valor inferior de 2 %, para mantener la durabilidad de la mezcla y evitar posibles problemas de ahuellamiento.

Ilustración 23. Síntesis del método de diseño de mezclas Superpave



Fotografías e imágenes tomadas de troxlerlabs.com, cooper.co.uk, gpservizi.com e iconarchive.com

En el caso de que las especificaciones no sean alcanzadas, se debe hacer un ajuste en la mezcla, variando la distribución de tamaños y la forma y angulosidad de las partículas del esqueleto mineral.

Cuando las pruebas de mezcla abarcan el rango completo de granulometrías posibles según la especificación, la opción de modificación de granulometría para cambiar el VMA, podría implicar bien un reproceso del material en planta (tamizado, lavado y/o triturado) y/o la adición de nuevas fracciones de piedra. Si las opciones anteriores no pueden llevarse a cabo, se debe pensar en cambiar la fuente de agregados.

El método de diseño de la norma AASHTO R 35 puntualiza que el límite inferior de VFA, considerando que se cumple con el VMA mínimo, debería cumplirse siempre a un porcentaje de vacíos de aire del 4.0 %. En cuanto al límite superior de VFA, la norma menciona que un valor en exceso en esta propiedad, podría estar ligado a un exceso en VMA con respecto al límite inferior, lo cual requiere un tratamiento para su reducción, siguiendo las recomendaciones anteriores.

Finalmente, la mezcla diseñada debe someterse a una evaluación de susceptibilidad de daño por humedad, siguiendo el protocolo de ensayo AASHTO T 283. En esta prueba, que debe ser ejecutada con especímenes compactados a un porcentaje de vacíos de aire de  $7 \pm 0.5$  %, el valor mínimo de cumplimiento del parámetro *TSR* (relación de resistencia a tensión indirecta diametral entre los especímenes no condicionados y los sometidos a tortura por efecto de humedad) debe ser de 0.80. La falla de cumplimiento ante este parámetro puede combatirse con el uso de aditivos químicos promotores de adherencia entre el agregado y el ligante o añadiendo cal hidratada a la mezcla (AASHTO R 35).

### ***Ajuste de mezcla con el método Bailey***

Debido a que los métodos de diseño de mezcla requieren de un grado de experiencia previa del diseñador o simplemente prueba y error hasta conseguir una combinación apropiada de materiales, que satisfaga los requisitos volumétricos, y de aquí sus características de desempeño en campo, la necesidad de un método

racional para dosificar un grupo determinado de agregados resulta una alternativa interesante.

El método Bailey, es el resultado del trabajo previo de Robert Bailey, un ingeniero del Departamento de Transporte del Estado de Illinois, quien desarrolló los conceptos aplicables a mezclas asfálticas, los mismos que fueron perfeccionados posteriormente por Vavrik & Pine (2002).

El método Bailey está basado en el concepto del empaquetamiento de los agregados. Como se ha discutido en este documento, los agregados desarrollan un papel primordial en la resistencia de las mezclas asfálticas a la deformación permanente, a través de características propias como dureza, forma, textura y granulometría, que combinadas, deben ser llevadas a la formación de una estructura adecuada.

Además de otros factores, la elección de la granulometría es muy importante para lograr un empaquetamiento adecuado, que está relacionado directamente con el VMA, los vacíos de aire y las propiedades de compactación (Vavrik, Huber, Pine, Carpenter, & Bailey, 2002, p. 1).

El método Bailey se basa en cuatro principios para definir el empaquetamiento de las partículas de una mezcla de agregados: Definición del punto de quiebre entre gruesos y finos, empaquetamiento de la fracción gruesa, empaquetamiento de la fracción fina y el empaquetamiento de la fracción fina del agregado fino. Las ideas siguientes han sido tomadas de Vavrik et al. (2002) y éstas tratan sobre ajuste de mezclas densas gruesas.

#### *El punto de quiebre entre la fracción gruesa y la fracción fina*

Se vuelve necesario definir el tamaño de agregado que representa el límite entre gruesos y finos, ya que los primeros crean vacíos que son llenados por los finos. Partiendo del análisis bidimensional de partículas gruesas en contacto con distintas formas (caras lisas y caras planas), se ha logrado deducir que el valor medio de los vacíos que se crean (es decir el valor medio del tamaño de las partículas que pueden llenar esos vacíos), equivale a 0.22 veces el diámetro de las partículas, es decir 0.22 veces el TMN de la mezcla de agregados.

Cabe mencionar que luego de analizar muchos casos, los investigadores han decidido que la definición de TMN para el método Bailey, corresponde al primer tamiz más grande que el primer tamiz que retiene más del 15 % por peso. Este punto de quiebre se ha definido también como el tamiz de control primario (PCS), similar al concepto usado en la metodología Superpave (Tabla 14).

Tabla 14. PCS para el método Bailey

| TMN, mm | 0.22 x TMN, mm | PCS, mm |
|---------|----------------|---------|
| 37.5    | 8.25           | 9.5     |
| 25.0    | 5.50           | 4.75    |
| 19.0    | 4.18           | 4.75    |
| 12.5    | 2.75           | 2.36    |
| 9.5     | 2.09           | 2.36    |
| 4.75    | 1.045          | 1.18    |

Además, el PCS sirve para clasificar las fracciones de agregados como gruesos o finos, según su porcentaje que pasa (será fino un agregado que pasa el PCS de la mezcla de agregados con 50 % o más).

#### Definición del tipo de mezcla

Luego de establecido el límite entre gruesos y finos, se debe analizar volumétricamente las fracciones de agregados. Esto se realiza por medio de ensayos de laboratorio para determinar pesos unitarios, conforme a la normativa AASHTO T 19. Con estos ensayos se obtienen parámetros como el peso unitario suelto (LUW) del agregado grueso, que representa la condición inicial del empaquetamiento del agregado grueso.

Otro parámetro medido sobre el agregado grueso es el peso unitario compactado con barra (RUW), donde el contacto entre partículas gruesas se incrementa.

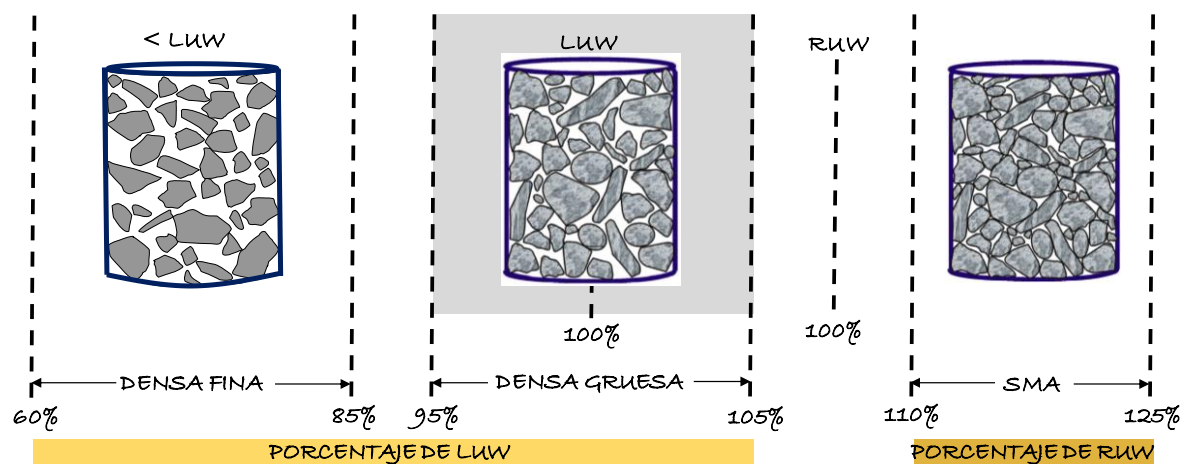
Estos ensayos sirven como base para el cálculo del volumen de sólidos y la cantidad de vacíos en el agregado grueso.

Para el agregado fino, se debe calcular el RUW cuando se ajusten mezclas densas, con la particularidad, que estos cálculos se realizan con un molde de 4 in de diámetro por 4.5 in de profundidad (molde para ensayo *Proctor*).

Con estos indicadores volumétricos calculados, el siguiente paso en el proceso, es la selección de la mezcla, en términos del LUW. Una mezcla densa fina, tiene un volumen de gruesos menor que el LUW del agregado grueso, es decir que la carga

es soportada en su mayoría por la fracción fina, al estar las partículas gruesas muy separadas. Las mezclas finas gruesas, tienen un volumen de gruesos igual o mayor al LUW del agregado grueso, es decir que las partículas gruesas tienen un cierto grado de trabazón. Por último, las mezclas de granulometría discontinua como las SMA, tienen un volumen de gruesos mayor al RUW del agregado grueso, para garantizar el empaquetamiento característico de este tipo de mezclas, donde la carga es asumida por la fracción gruesa.

Ilustración 24. Tipos de mezcla en función del peso unitario elegido de gruesos (CUW)



Tomado y editado de Vavrik et al. (2002)

En resumen, si el diseñador necesita enfocarse en un tipo determinado de mezcla, debe utilizar los pesos unitarios como referencia para establecer el volumen apropiado de gruesos. El peso unitario elegido (CUW) es el indicador que equilibra la distribución de tamaños al establecer un volumen de agregado grueso dentro de la mezcla.

Una vez elegido el CUW inicial para la mezcla de agregados, el siguiente proceso es calcular los porcentajes por masa de cada fracción de agregados. Este proceso inicia con la definición de las proporciones por volumen de cada agregado dentro de su propia categoría (por ejemplo, proporciones de las fracciones gruesas que entre sí sumarán 100 %, y lo mismo para las fracciones finas).

Se calcula el volumen de vacíos en la fracción gruesa. Este volumen debe corresponder a la fracción fina que ocupa estos vacíos. Luego se realizan transformaciones para obtener las proporciones por peso, considerando la cantidad

de material fino que tienen las fracciones gruesas y la cantidad de material grueso que contienen las fracciones finas. Por último se realiza un ajuste en la proporción de finos si fuera necesario añadir filler a la mezcla.

### Relación de agregado grueso

El segundo principio del método Bailey, tiene que ver con la relación de tamaños en la fracción gruesa de la mezcla. Esto resulta importante porque el empaquetamiento de la fracción gruesa influye en el acomodo de las partículas del agregado fino.

Para evaluar la distribución de tamaños de los gruesos se usa el indicador llamado *relación de agregado grueso* (CA). Este indicador utiliza un parámetro llamado el “tamiz medio” (HS) que es el tamiz de apertura más cercana a la mitad del TMN. El CA se define a continuación:

$$relación\ CA = \frac{\%HS - \%PCS}{100\% - \%HS}$$

Donde:

%HS = porcentaje que pasa el tamiz medio

%PCS = porcentaje que pasa el tamiz de control primario

El CA depende de los porcentajes por volumen de los distintos agregados gruesos usados en la mezcla, así como de sus granulometrías individuales. Como se puede observar en la expresión anterior, el agregado grueso se divide en dos tipos de partículas, llamadas según este método “tapones” (partículas retenidas por el tamiz medio) e interceptores (partículas que pasan el tamiz medio). Los interceptores cumplen la función de regular el empaquetamiento de los tapones, y de este modo aumentan el VMA (ver Ilustración 25).

En la Tabla 15 se presentan los rangos recomendados para la relación CA, según el TMN de la mezcla. En líneas generales, el aproximarse al límite inferior significa un exceso de “tapones”, con una consecuente susceptibilidad a la segregación. Por el contrario, el límite superior implica un balance entre las partículas gruesas y se ha observado dificultad para compactar en el campo.

Ilustración 25. Empaquetamiento del agregado grueso

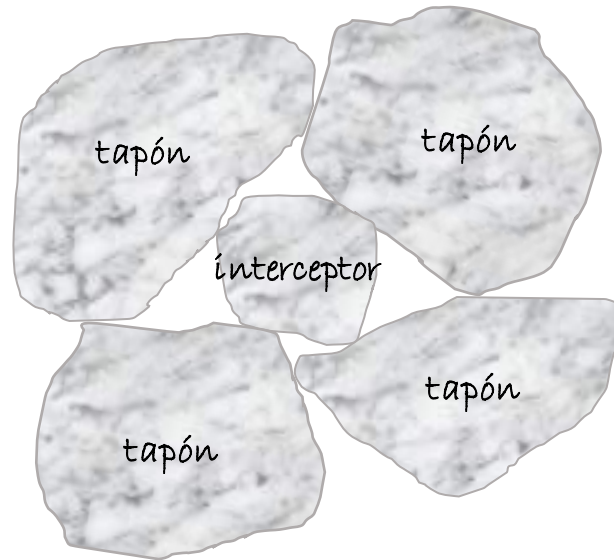


Tabla 15. Rangos recomendados para CA

|             |             |             |             |             |             |             |
|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| TMN, mm     | 37.5        | 25.0        | 19.0        | 12.5        | 9.5         | 4.75        |
| Relación CA | 0.80 – 0.95 | 0.70 – 0.85 | 0.60 - 0.75 | 0.50 – 0.65 | 0.40 – 0.55 | 0.30 – 0.45 |

### Relación de agregado fino “grueso”

De manera similar a lo que ocurre en la mezcla total de agregados, una parte de la fracción fina, crea los vacíos que son llenados por la parte *fina* del agregado fino.

Entonces, es necesario definir un punto de quiebre entre la parte gruesa y fina del agregado fino, definiendo un nuevo tamiz conocido como el tamiz de control secundario (SCS), que equivale al tamiz más cercano al tamaño  $0.22 \times PCS$ . La Tabla 16 presenta un resumen de los tamices de control usados en el método Bailey para distintos tamaños de mezcla.

El indicador que representa el tercer principio del método es llamado relación de *agregado fino “grueso”* ( $FA_c$ ) y se calcula como se indica a continuación:

$$relación\ FA_c = \frac{\%SCS}{\%PCS}$$

Donde:

- %SCS = porcentaje que pasa el tamiz de control secundario
- %PCS = porcentaje que pasa el tamiz de control primario

Este indicador usualmente se encuentra en el rango recomendado de 0.35 a 0.50. Los valores cercanos al límite superior representan un exceso de las partículas finas dentro del agregado fino, promoviendo la densificación de la fracción fina de la mezcla total y disminuyendo la cantidad de VMA. Sin embargo, a partir de valores entre 0.45 y 0.65, el VMA empieza a aumentar. Por otro lado, se conoce que mezclas con valores de  $FA_c$  menores a 0.40 serán difíciles de compactar.

Para modificar el valor de  $FA_c$  se puede recurrir al cambio de proporciones por volumen de agregado fino, o a su vez, cambiar la fuente y granulometría del fino.

No debe olvidarse que la angulosidad del agregado fino contribuye al empaquetamiento, de modo que el uso de arenas naturales con valores altos de  $FA_c$  puede conducir a un comportamiento blando de la mezcla.

Tabla 16. Tamices de control en el método Bailey en milímetros

|     | Tamaño máximo nominal, <i>mm</i> |      |      |       |       |       |
|-----|----------------------------------|------|------|-------|-------|-------|
|     | 37.5                             | 25.0 | 19.0 | 12.5  | 9.5   | 4.75  |
| HS  | 19.0                             | 12.5 | 9.5  | **    | 4.75  | 2.36  |
| PCS | 9.5                              | 4.75 | 4.75 | 2.36  | 2.36  | 1.18  |
| SCS | 2.36                             | 1.18 | 1.18 | 0.60  | 0.60  | 0.30  |
| TCS | 0.6                              | 0.3  | 0.30 | 0.150 | 0.150 | 0.075 |

\*\* El tamiz típico es 4.75 *mm*, pero el más representativo es 6.25 *mm* a través de interpolación.

Fuente: Vavrik et al. (2002). p. 14

### Relación de agregado fino “fino”

El cuarto principio del método Bailey está ligado a la relación de tamaños en la fracción fina del agregado fino (el material pasante del SCS). Una vez más, la misma idea se repite, donde esta fracción de agregado tendrá partículas gruesas que crean vacíos y otras finas que los llenan. El tamiz que sirve de división entre estos dos grupos de agregado se define como el tamiz de control terciario (TCS) que equivale al tamiz más cercano a un tamaño de  $0.22 \times SCS$  (ver Tabla 16).

La *relación de agregado fino “fino”* ( $FA_f$ ) se calcula con la fórmula:

$$relación\ FA_f = \frac{\%TCS}{\%SCS}$$

Donde:

%TCS = porcentaje que pasa el tamiz de control terciario

%SCS = porcentaje que pasa el tamiz de control secundario

Las relaciones y los rangos recomendados para  $FA_f$  son similares a los de  $FA_c$  (0.35 a 0.50), es decir que mientras  $FA_f$  aumenta, el VMA disminuye, hasta a partir de un punto entre 0.45 y 0.65 donde empieza a aumentar. La explicación de este punto de inflexión es que la fracción más fina alcanza un máximo empaquetamiento, y a partir de este punto un exceso en este material crea vacíos adicionales.

Para ajustar la relación  $FA_f$  debe modificarse la proporción de polvo (*filler* mineral o polvo colectado en los filtros de mangas) o cambiar la granulometría o fuente del filler, si fuera posible.

### Recomendaciones generales de ajuste

A través de la racionalización de las proporciones en las distintas fracciones, la experiencia ha llevado a sugerir cierta tendencia en las propiedades volumétricas de la mezcla, ante cambios de los indicadores del método Bailey, lo cual permite un ajuste “controlado” en las pruebas de diseño, evitando el método de prueba y error. En la Tabla 17 se muestran valores típicos para el ajuste de mezclas.

Tabla 17. Tendencias en las relaciones de volumen de las mezclas

| Indicador       | Acción                   | Parámetro            | Consecuencia                                    |
|-----------------|--------------------------|----------------------|---|
| CUW grueso      | aumenta<br>cambio 10 %   | VMA<br>%PCS          | aumenta<br>cambio 4-5 %                         |
| %PCS            | cambio 4 %               | VMA<br>vacíos        | cambio 1 %<br>cambio 3-5 %                      |
| relación CA     | aumenta<br>cambio 0.2 %  | VMA<br>VMA<br>vacíos | aumenta<br>cambio 1 %<br>cambio 0.1-0.3 %       |
| relación $FA_c$ | aumenta<br>cambio 0.05 % | VMA<br>VMA<br>vacíos | disminuye<br>cambio 1 %<br>cambio 0.025-0.075 % |
| relación $FA_f$ | aumenta<br>cambio 0.05 % | VMA<br>VMA<br>vacíos | disminuye<br>cambio 1 %<br>cambio 0.025-0.075 % |

## 6.1.8. Evaluación del desempeño ante deformación permanente

### 6.1.8.1. Ensayos en mezclas asfálticas

Para caracterizar una mezcla asfáltica se pueden usar aproximaciones empíricas (como índices volumétricos), ensayos relacionados al desempeño y ensayos basados en el desempeño de las mezclas (Schwartz & Kaloush, 2009, p. 338).

La condición ideal en un sistema de diseño es encontrar un ensayo sencillo donde se puedan obtener propiedades fundamentales (como la rigidez) del material, y usar esta información dentro de modelos matemáticos para predecir su comportamiento futuro ante una determinada falla (como deformación permanente, por ejemplo), en un escenario de cargas de tráfico, condiciones ambientales específicas y sobre una estructura de pavimento definida. Esto permite usar estos ensayos simples y compararlos con especificaciones (Lytton, 2009, p. 68), pero la elaboración del modelo requiere un amplio set de datos para una adecuada calibración. Dichas pruebas son conocidas como ensayos basados en desempeño.

En la sección anterior se trató sobre la limitación del sistema de diseño de mezcla Superpave, el cual carece de pruebas de desempeño. Se han evaluado distintos ensayos fundamentales como posibles candidatos para establecer un ensayo de desempeño simple (SPT), a partir del cual se puedan obtener propiedades fundamentales para relacionarlas con deformación permanente, fisuras por fatiga y fisuras por temperatura (Pellinen, 2009).

Entre los ensayos candidatos para deformación permanente, evaluados dentro del proyecto 9-19 del NCHRP, se identificaron al módulo dinámico, el ensayo de carga repetida y el de carga estática *creep* como los mejores. En la prueba de *creep* estático, se determina el parámetro *flow time* versus el *creep compliance* (inverso del módulo). El *flow time* representa el punto de inflexión donde inicia la etapa terciaria de deformación permanente. Por otro lado, en el ensayo de carga repetida axial, se obtiene el parámetro *flow number*, que representa el número de ciclos de carga que marcan el inicio de la etapa terciaria de deformación permanente y este se compara con la razón entre las deformaciones unitarias plásticas y resilientes. Al momento, se encuentran en desarrollo estudios de validación para establecer valores mínimos de *flow time* y *flow number* (Schwartz & Kaloush, 2009, p. 347).

Al contrario de las pruebas basadas en desempeño, los ensayos relacionados al desempeño, no miden propiedades fundamentales, sino que obtienen indicadores que pueden correlacionarse al desempeño, como el ensayo de resistencia a la compresión.

Finalmente, las pruebas de simulación de deformación permanente, son un tipo de pruebas semi-empíricas (Perraton, et al., 2011) que reproducen la acción de carga sobre la mezcla al hacer circular una rueda con determinada presión sobre la superficie de la muestra, en condiciones normalizadas de tiempo y frecuencia de carga, temperatura y humedad. Los dispositivos de rueda cargada, conocidos por su nombre en inglés *wheel tracking devices*, evalúan la susceptibilidad al ahuellamiento de las mezclas y tienen una variedad de procedimientos e indicadores, algunos de los cuales se describen a continuación.

### ***Wheel tracking de Hamburgo***

Este dispositivo, de origen alemán, además de medir la susceptibilidad de ahuellamiento, fue creado para determinar el potencial de daño por humedad de las mezclas asfálticas (Guo & Prozzi, 2009).

*Fotografía 7. Wheel tracking de Hamburgo*



Tomado de jamescoxandsons.com

Esta prueba se ejecuta sobre probetas rectangulares o grupos de cilindros adyacentes; Las probetas son sumergidas en agua, a una temperatura que puede variar entre 25 y 70 °C y son cargadas con una rueda metálica que efectúan entre 10 000 y 20 000 pasadas.

### ***Asphalt pavement analyzer***

El *asphalt pavement analyzer* (APA), es otra variedad de equipo para ensayos de rueda cargada. Este procede originalmente de un aparato de rueda cargada usado para la evaluación de sellos *slurry*, a partir del cual se desarrolló el equipo conocido como *Georgia loaded wheel tester* (GLWT).

El APA es una versión actualizada del GLWT y funciona con una muestra que es cargada con una rueda hacia adelante y atrás que circula sobre una manguera presurizada en contacto con la superficie de la muestra. El APA se usa para evaluar resistencia al ahuellamiento, fatiga y daño por humedad (Kandhal & Cooley, 2003).

El APA puede ensayar vigas o probetas cilíndricas y tiene la posibilidad de probar especímenes sumergidos. Las temperaturas de ensayo varían entre 5 y 70 °C durante 8 000 ciclos de carga (Garnica, Delgado, & Sandoval, 2005, pág. 32).

*Fotografía 8. Asphalt pavement analyzer*



Tomado de asphaltscientist.com

### ***Rueda cargada del LCPC***

El dispositivo de rueda cargada del *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC) conocido como *French Rutting Tester* (FRT) cuenta con un mecanismo de carga que usa una rueda neumática de grandes dimensiones inflada con una presión de 600 *kPa*.

Las probetas prismáticas probadas en este ensayo son vigas compactadas con otro dispositivo de rueda. Generalmente las pruebas se extienden hasta 30 000 ciclos de carga, con una frecuencia de circulación de 2 pasadas por segundo, con movimientos hacia adelante y hacia atrás y una carga de 5000 *N*. La temperatura de ensayo para capas de superficie puede llegar hasta 60 °C (Colley, Kandhal, Buchanan, Fee, & Epps, 2000).

*Fotografía 9. Rueda cargada del LCPC*



Tomado de [fhwa.dot.gov](http://fhwa.dot.gov)

### ***Wheel tracking británico***

Este aparato (WTT), desarrollado en el Reino Unido, ha sido modificado desde su introducción (Chen, Huang, & Xu, 2007). El ensayo se desarrolla actualmente bajo la normativa europea BS EN 12697-22, y considera tres tipos de dispositivos: grandes y extra grandes, que funcionan con ruedas neumáticas de carga y dispositivos pequeños, los cuales usan una llanta lisa de caucho sólido adherida a una rueda metálica.

El principio del ensayo es básicamente el mismo que en otros procedimientos de rueda cargada: El espécimen es ambientado a una temperatura determinada, y sometido al paso cíclico de la rueda, mientras se registra la deformación de la

mezcla. De este modo se mide la susceptibilidad de deformación permanente al medir el progreso de la huella.

Fotografía 10. Dispositivos WTT británicos



Izquierda: Dispositivo pequeño. Derecha: Dispositivo grande. Tomado de cooper.co.uk

En este documento se detalla a continuación el procedimiento *B* utilizado para el dispositivo pequeño con ambientación de la muestra en aire (también se pueden acondicionar en agua).

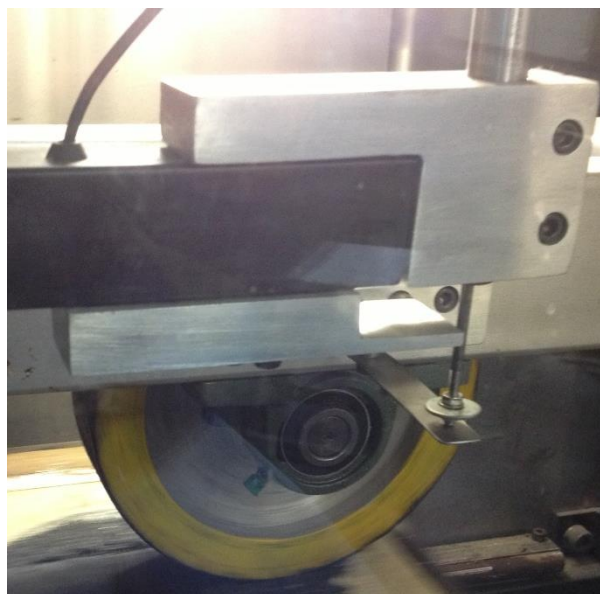
La llanta de caucho debe tener un ancho de  $50 \pm 5 \text{ mm}$  y un espesor de  $20 \pm 2 \text{ mm}$ . El diámetro total de la rueda debe ser entre 200 y 205 *mm* (ver Fotografía 11). El brazo al cual se sujeta el eje de la rueda, debe estar cargado en un extremo de modo que la carga que transmita la rueda en dirección normal a la superficie de la muestra sea  $700 \pm 10 \text{ N}$  (para llantas de 50 *mm* de ancho).

Bajo la rueda de carga, existe una mesa sobre la cual se coloca la muestra de ensayo. La mesa es activada por un mecanismo que permite un movimiento hacia atrás y adelante. Un ciclo de carga se define como la combinación de ambos movimientos. La distancia de viaje de la rueda sobre la muestra debe ser de  $230 \pm 10 \text{ mm}$  y la frecuencia de carga es  $26.5 \pm 1$  ciclos de carga por cada 60 s.

El dispositivo para medir la deformación de la muestra debe tener una aproximación de  $\pm 0.2 \text{ mm}$  y un rango de no menos de 20 *mm*.

Tanto la rueda como la muestra deben estar dentro de un cuarto a temperatura constante, con una desviación permitida de la temperatura de ensayo de  $\pm 1 \text{ }^\circ\text{C}$ . Los modelos comerciales cuentan con una cabina de climatización (ver Fotografía 10).

Fotografía 11. Detalle de la rueda cargada del WTT en el LEMaC



Las muestras para este ensayo incluyen mezclas asfálticas con tamaños máximos de hasta  $32\text{ mm}$ , permitiéndose tanto muestras moldeadas y compactadas en laboratorio, como especímenes extraídos del pavimento.

Según la normativa europea, las muestras deben ser compactadas en sus moldes con el uso de ya sea un compactador de rodillo o un compactador vibratorio. El espesor de la muestra debe corresponder al espesor para el cual ha sido diseñada la mezcla compactada en campo y debe tener una tolerancia de variación de no más de  $2.5\text{ mm}$ , para especímenes con espesor de  $50\text{ mm}$  o menos.

Para el caso de especímenes ensayados en dispositivos pequeños, se debe preparar un mínimo de 2 especímenes para ensayo. Además, los especímenes de ensayo deben tener al menos dos días de compactados y su edad no debe diferir más de un  $10\%$  para un mismo grupo de ensayo.

Si la muestra no ha sido compactada en el molde de ensayo (cuyas dimensiones internas deben ser  $260 \times 300\text{ mm}$ ), puede cortarse a unas dimensiones que no difiera más de  $0.5\text{ mm}$  de las del molde. De lo contrario, el espécimen debe asegurarse con un mortero de yeso entre las paredes del molde y la muestra.

Una vez que la muestra ha sido asegurada en el molde, esta debe acondicionarse en la cabina del equipo por un mínimo de 4 h, para moldes con un espesor igual o

menor a 60 mm. La temperatura de ensayo especificada en el Reino Unido para vías de alto tráfico de camiones es de 60 °C (Chris Britton Consultancy, 2011).

Antes de iniciar las medidas de deformación, se deben correr 5 ciclos de acondicionamiento para la mezcla, luego de lo cual se deben registrar los desplazamientos verticales con un intervalo de al menos 6 a 7 veces en la primera hora, y luego de esto, por lo menos una lectura cada 500 ciclos de carga.

La medida de deformación es el promedio de las lecturas tomadas en 25 puntos equidistantes a lo largo de la ruta de la rueda, en una longitud de 100 mm ( $\pm 50$  mm desde el centro de la muestra).

La norma establece que las lecturas deben ser tomadas sin que la rueda se detenga. El ensayo se completa luego de 10 000 ciclos de carga o hasta lograr una huella de 20 mm de profundidad, lo primero que ocurra.

Con la información completa de deformación, se deben realizar los siguientes cálculos para determinar los indicadores del ensayo: La pendiente *wheel tracking* y la profundidad proporcional de huella. La pendiente se calcula con la siguiente expresión:

$$WTS_{air} = \frac{(d_{10\,000} - d_{5000})}{5}$$

Donde:

|               |   |   |
|---------------|---|---|
| $WTS_{air}$   | = | pendiente <i>wheel tracking</i> , mm por 1000 ciclos de carga |
| $d_{10\,000}$ | = | profundidad de huella luego de 10 000 ciclos de carga, mm     |
| $d_{5000}$    | = | profundidad de huella luego de 5 000 ciclos de carga, mm      |

Si el ensayo terminara antes de 10 000 ciclos de carga, la pendiente *wheel tracking* se debe calcular en la región lineal de la curva de deformación, siempre que el cálculo cubra un rango de al menos 2 000 ciclos de carga.

Este indicador es calculado como el promedio entre dos especímenes y se registra además el valor máximo entre las dos muestras.

La profundidad proporcional de huella a  $n$  ciclos de carga se calcula de acuerdo a la ecuación:

$$PRD_{air} = 100 \cdot \sum_{i=1}^{25} \frac{RD_i}{25 \cdot h}$$

- $PRD_{air}$  = profundidad proporcional de huella a  $n$  ciclos, %  
 $RD_i$  = profundidad de huella en el punto  $i$  de la muestra a  $n$  ciclos,  $mm$   
 $h$  = espesor de la muestra,  $mm$

El  $PRD_{air}$  se debe promediar entre los especímenes de ensayo. Cabe señalar que la norma BS EN 12697–22 requiere que se reporte este parámetro a los 10 000 ciclos de carga de manera obligatoria.

La especificación establecida en el Reino Unido para el control de mezclas asfálticas por desempeño en vías de alto volumen de carga, ha sufrido una modificación debido a la transición desde la normativa de ensayos *wheel tracking* tradicional (norma británica BS-598-110) hacia la normativa europea (BS EN 12697–22).

En este contexto, Chris Britton Consultancy (2011) ha sido encargada por la *Highways Agency* del Reino Unido para determinar valores equivalentes de especificación utilizando la normativa vigente de ensayo como referencia para la valoración de las mezclas. El resumen de estas recomendaciones de especificación se presenta en la Tabla 18.

Tabla 18. Límites de especificación propuestos para mezclas en el Reino Unido

| Nivel   | Temperatura de ensayo, °C | Espesor del espécimen, $mm$ | Criterios | Máxima pendiente <i>wheel tracking</i> , $mm/1000$ ciclos | Máxima profundidad proporcional de huella, % |
|---|---------------------------|-----------------------------|-----------|---|--|
| 3, diseños relacionados al desempeño, sitios altamente esforzados | 60                        | $\geq 30$                   | media     | 1.1   | 21.0   |
|   |                           |                             | máxima    | 1.6   | 31.5   |

Fuente: Chris Britton Consultancy (2001), p.26

En Argentina, se han establecido criterios similares, basados en el ensayo WTT europeo, cuyos parámetros de control se citan en la Tabla 19 (Angelone, 2013).

Tabla 19. Parámetros del ensayo WTT recomendados en Argentina

| Parámetro   | Límite                   |
|-------------|--------------------------|
| $WTS_{air}$ | < 0.100 $mm/1000$ ciclos |
| $PRD_{air}$ | < 5.5 %                  |

Fuente: Angelone, 2013

Cabe indicar que la Tabla 19 contiene límites válidos para mezclas asfálticas convencionales en climas templados y/o cálidos.

#### 6.1.8.2. Ensayos en ligantes asfálticos

En los estudios del programa SHRP, se planteó un modelo lineal viscoelástico, en el cual el asfalto estaba sujeto a cargas dinámicas, donde tanto los esfuerzos y deformaciones varían de forma sinusoidal. En el modelo reológico establecido, la energía perdida por cada ciclo se puede representar de la siguiente manera:

$$W_d = \frac{\pi \cdot \sigma_0^2}{|G^*| \text{Sen} \delta}$$

- $W_d$  = energía disipada en el asfalto bajo un estado de carga cíclica
- $\sigma_0$  = esfuerzo en el asfalto
- $G^*$  = módulo complejo de corte
- $\delta$  = ángulo de fase

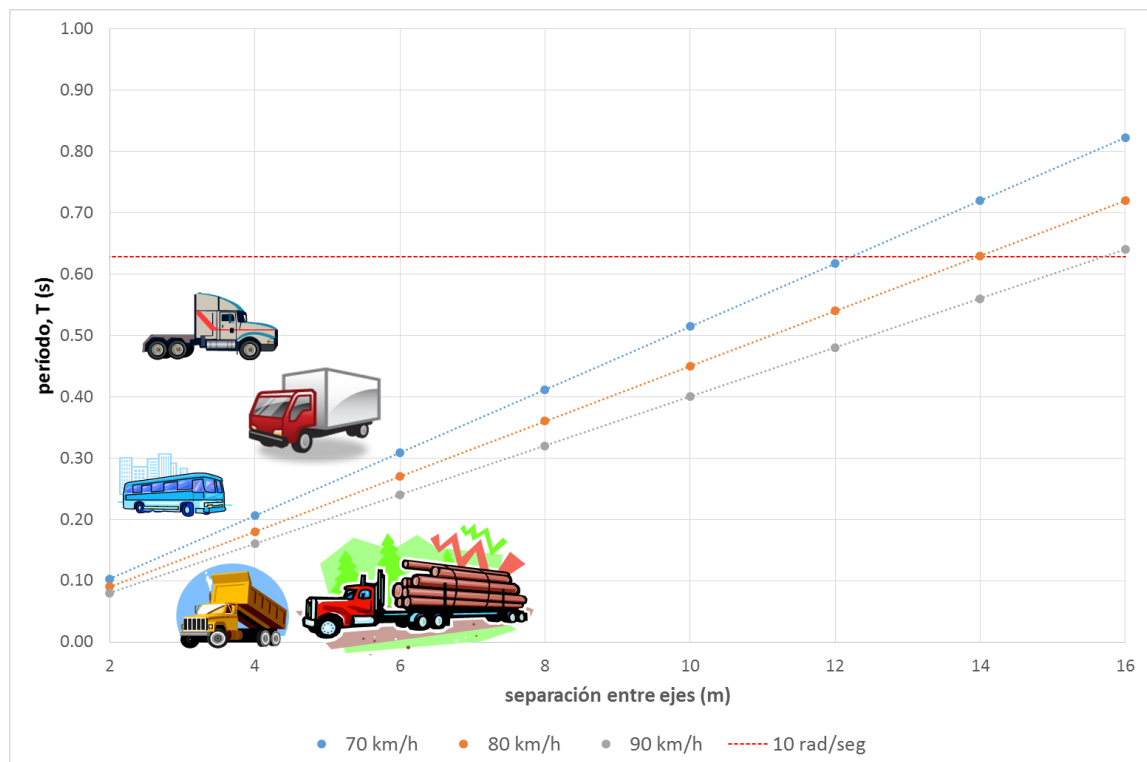
De este modo, al aumentar el módulo complejo o disminuir el ángulo de fase (un comportamiento más elástico que viscoso), la energía disipada disminuye y por lo tanto se minimiza el riesgo de deformación permanente (Chen & Tsai, 1999).

En los experimentos de SHRP, se eligió el DSR para caracterizar la contribución del ligante a la susceptibilidad de la mezcla a los tipos principales de falla. Para validar el parámetro de control ( $G^*/\text{Sen} \delta$ ) se realizaron estudios que incluyeron ensayos de laboratorio para el ligante, ensayos de laboratorio para mezclas (*wheel tracking* y corte simple) y pista de prueba a escala grande (Gibson, et al., 2012).

Las pruebas en DSR se fijaron a una velocidad de oscilación de 10 *rad/s*, para simular “la frecuencia promedio de una onda de esfuerzo causada por un vehículo moviéndose a una velocidad de 80 a 100 *km/h* en la capa superficial de un pavimento típico” (Chen & Tsai, 1999, p. 446). Anderson et al. (1994) mencionan que esta velocidad angular es estándar en ensayos de laboratorio y trata de simular la carga de tráfico. De hecho, una velocidad angular de 10 *rad/s* corresponde a una frecuencia de 1.59 *Hz*, es decir a un período de carga de 0.63 s y a su vez, a una distancia entre eje de carga de 14 *m*, suponiendo una velocidad de circulación de 70 *km/h* y de cerca de 16 *m* a una velocidad de 90 *km/h*.

En la Ilustración 26 se puede observar la relación entre distancias típicas entre ejes de vehículos de carga comerciales con respecto al desarrollo de la función del período de carga y la distancia entre eje para distintas velocidades. De esta ilustración puede deducirse que la elección de  $10 \text{ rad/s}$ , conduce a una simplificación del problema, sin considerar el efecto de varios ejes de carga en un mismo vehículo.

Ilustración 26. Relación entre período de carga y separación entre ejes



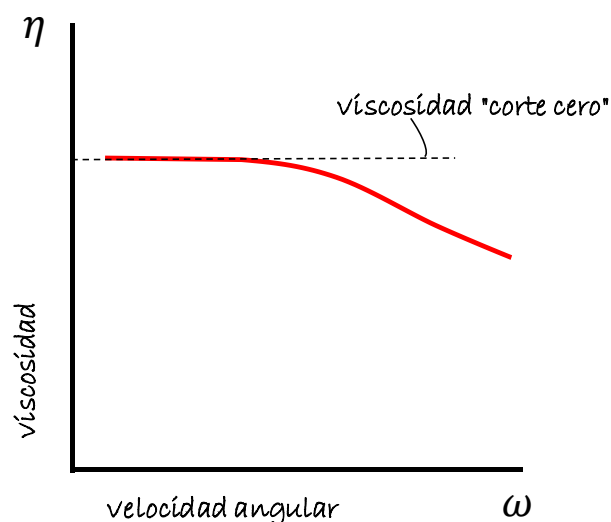
Finalmente, la especificación Superpave (AASHTO M 320), se construyó con el ensayo DSR (AASHTO T 315), a partir del cual se calcula el parámetro  $G^*/\text{Sen } \delta$ , a la temperatura alta de diseño y con una velocidad angular de  $10 \text{ rad/s}$  con los límites especificados para este parámetro de máximo  $1.0 \text{ kPa}$  en asfaltos originales y  $2.2 \text{ kPa}$  en asfaltos envejecidos a corto plazo.

Distintos estudios han confirmado la pobre relación entre el parámetro  $G^*/\text{Sen } \delta$  y el desempeño real de los pavimentos asfálticos ante el ahuellamiento (Gibson, et al., 2012). Debe mencionarse que los trabajos de validación se realizaron sobre un número limitado de mezclas y ligantes, la mayoría de los cuales fueron no modificados.

Entre otras alternativas de pruebas de caracterización de ligantes, orientadas a convertirse en indicadores de deformación permanente, se encuentra el ensayo de viscosidad a corte cero. Este ensayo busca una aproximación matemática a un valor de “viscosidad constante” conseguido por sucesivas pruebas de corte en el ligante, a distintas frecuencias.

La idea central es aplicar un esfuerzo al material a velocidades muy bajas, de modo de disipar la energía entre las capas del fluido y conseguir una resistencia constante, donde la viscosidad es independiente de la velocidad de deformación por corte (Sandoval & Cremades, pág. 11). Esto requiere un proceso de ensayo donde se realizan barridos de frecuencia en el ligante en un DSR, para construir una curva similar a la de la Ilustración 27.

Ilustración 27. Concepto de viscosidad “corte cero”



Tomado de Sandoval y Cremades (s.f.)

Según Rowe & Anderson (2012), la viscosidad a corte cero es un oxímoron, ya que no se puede medir viscosidad si el material no está sujeto a corte, convirtiéndose en un valor “hipotético, no medido y extrapolado”. Estos autores comentan que existen experiencias que demuestran que para ciertos ligantes modificados, este valor puede no existir al no lograrse una asíntota para la velocidad angular.

Además, recuerdan que en Europa se ha abandonado el concepto de viscosidad de “corte cero” por el de viscosidad de bajo corte, añadiendo que los experimentos llevados a cabo en Estados Unidos que han tratado de conseguir una correlación con ensayos de deformación a gran escala, no han sido exitosos al momento.

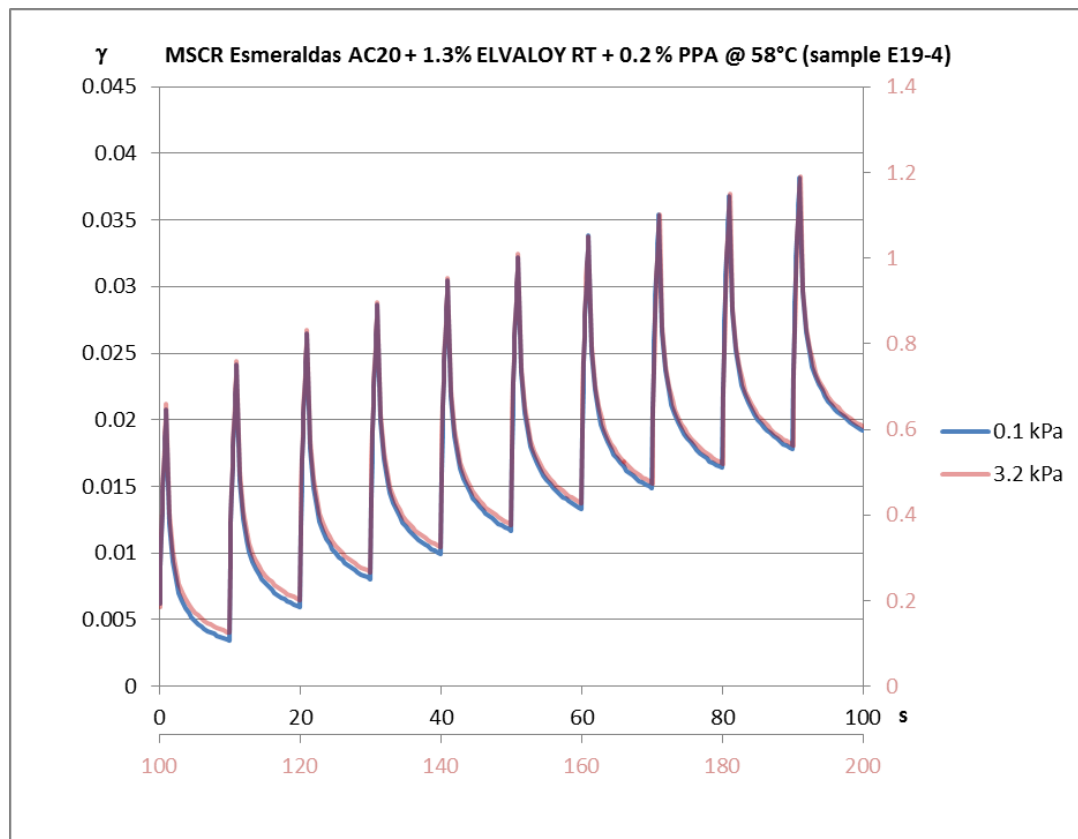
## Ensayo MSCR

El ensayo de *creep* y recuperación (*creep and recovery*) tiene sus orígenes a finales de la década de 1990 y determina desempeño ante ahuellamiento de los ligantes (Carlson, 2014). Esta prueba también utiliza el DSR, con muestras envejecidas a través del RTFO.

El ensayo MSCR surgió como una alternativa para una serie de ensayos empíricos conocidos como *Superpave Plus* (recuperación elástica, fuerza de ductilidad, dureza y tenacidad), que buscaban suplir la deficiencia conocida del sistema de clasificación PG y su pobre correlación con los parámetros de desempeño.

La normativa de ensayo es la AASHTO TP 70. En esta prueba se utilizan platos paralelos de 25 mm de diámetro, colocando una muestra de 1 mm de espesor. A dicha muestra se la debe acondicionar a una temperatura alta de diseño que no considere los “saltos de grado”. A diferencia de la especificación AASHTO M 320, la especificación AASHTO MP 19, cambia los criterios de especificación para ahuellamiento según la sollicitación de carga, manteniendo la temperatura del sitio.

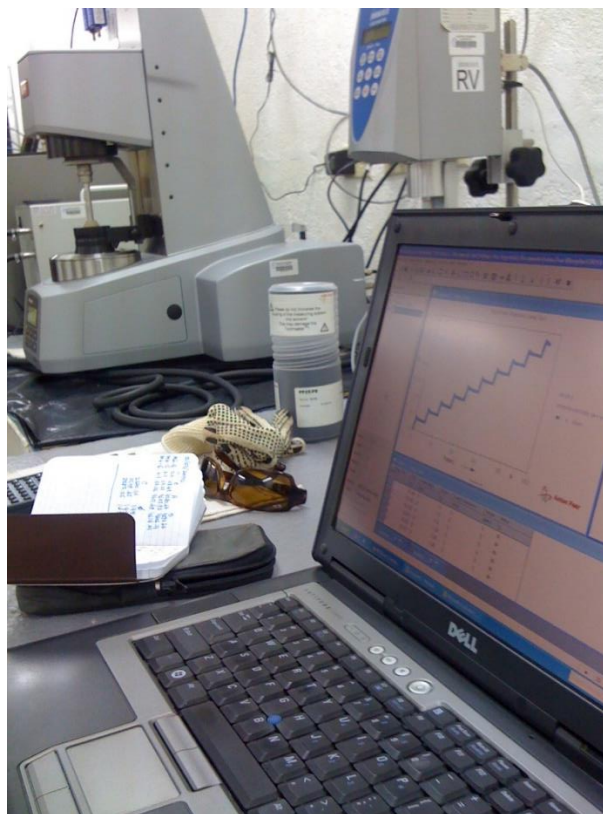
Ilustración 28. Deformación unitaria en el tiempo en un ensayo MSCR



El ensayo consiste en aplicar 1 ciclo de carga *creep* de 1 s de duración, seguido de un período de recuperación de la muestra (esfuerzo cero) de 9 s. Durante la carga y la recuperación, se calculan deformaciones de la muestra, de manera que se pueda monitorear la respuesta elástica del material y su deformación permanente.

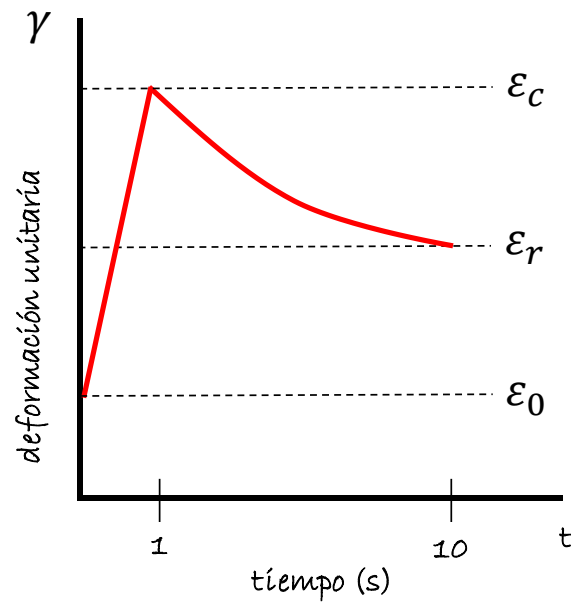
La prueba exige completar 10 ciclos de carga y recuperación bajo un esfuerzo de 0.1 kPa, para luego ejecutar otros 10 ciclos de carga y recuperación a 3.2 kPa (ver Ilustración 28). La razón de probar dos condiciones de esfuerzo (de aquí el nombre en inglés del ensayo: *multiple stress creep recovery* – MSCR) es que de este modo se pueden identificar ligantes modificados cuyas estructuras se rompen o reorientan bajo esfuerzos altos y por lo tanto tienen bajo desempeño (Carlson, 2014).

Fotografía 12. Ensayo MSCR



Además, ensayar el ligante en dos niveles de esfuerzo tiene ventaja sobre el ensayo ASHTO T 315, donde ante esfuerzos relativamente bajos, la red de un polímero modificador no es activada. Por el contrario, en el ensayo MSCR se puede capturar el aumento de rigidez del ligante modificado y el efecto elástico de los polímeros que lo modifican (Anderson, D'Angelo, & Walker, 2010).

Ilustración 29. Detalle de un ciclo de ensayo MSCR



El análisis de la curva de deformación, debe realizarse con el cálculo de los siguientes parámetros para cada uno de los ciclos de carga y recuperación (ver un ejemplo de representación de un ciclo en la Ilustración 29):

La deformación unitaria inicial,  $\epsilon_0$

La deformación unitaria al final de período de carga  $\epsilon_c$

La deformación unitaria ajustada de la porción *creep*,  $\epsilon_1 = \epsilon_c - \epsilon_0$

La deformación unitaria al final del período de recuperación,  $\epsilon_r$

La deformación unitaria ajustada al final de la porción de recuperación,  $\epsilon_{10} = \epsilon_r - \epsilon_0$

El porcentaje de recuperación al nivel de esfuerzo de 0.1 kPa:

$$\epsilon_r(0.1, N) = \frac{(\epsilon_1 - \epsilon_{10}) \cdot 100}{\epsilon_1}$$

Donde:

$N$  = número de ciclo a 0.1 kPa de 1 hasta 10

El porcentaje de recuperación al nivel de esfuerzo de 3.2 kPa:

$$\epsilon_r(3.2, N) = \frac{(\epsilon_1 - \epsilon_{10}) \cdot 100}{\epsilon_1}$$

Donde:

$N$  = número de ciclo a 3.2 kPa de 1 hasta 10

El porcentaje de recuperación promedio al nivel de esfuerzo de 0.1 *kPa*:

$$R_{0.1} = \frac{\sum_{N=1}^{10} \epsilon_r (0.1, N)}{10}$$

El porcentaje de recuperación promedio al nivel de esfuerzo de 3.2 *kPa*:

$$R_{3.2} = \frac{\sum_{N=1}^{10} \epsilon_r (3.2, N)}{10}$$

El *creep compliance* (inverso del módulo) no recuperable a 0.1 *kPa*:

$$J_{nr}(0.1, N) = \frac{\epsilon_{10}}{0.1}$$

Donde:

$N$  = número de ciclo a 0.1 *kPa* de 1 hasta 10

El *creep compliance* no recuperable a 3.2 *kPa*:

$$J_{nr}(3.2, N) = \frac{\epsilon_{10}}{3.2}$$

Donde:

$N$  = número de ciclo a 3.2 *kPa* de 1 hasta 10

El *creep compliance* no recuperable promedio a 0.1 *kPa*:

$$J_{nr0.1} = \frac{\sum_{N=1}^{10} J_{nr}(0.1, N)}{10}$$

El *creep compliance* no recuperable promedio a 3.2 *kPa*:

$$J_{nr3.2} = \frac{\sum_{N=1}^{10} J_{nr}(3.2, N)}{10}$$

Una vez obtenidos los cálculos anteriores, se debe calcular la diferencia porcentual en recuperación entre los esfuerzos de 0.1 y 3.2 *kPa*:

$$R_{diff} = \frac{[R_{0.1} - R_{3.2}] \cdot 100}{R_{0.1}}$$

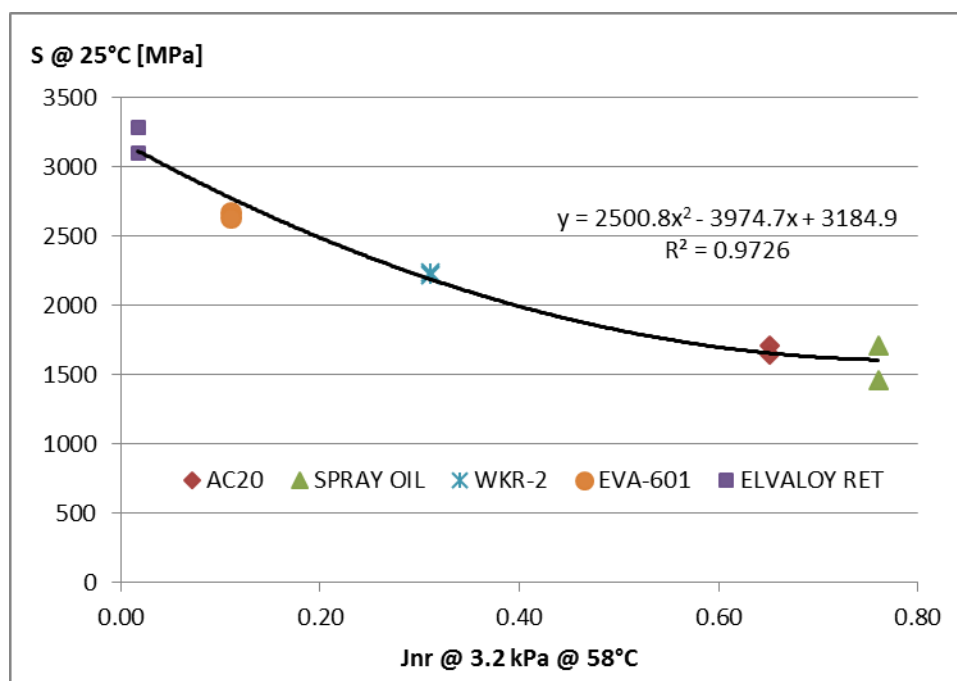
De manera similar, se debe calcular la diferencia porcentual del *creep compliance* no recuperable entre los esfuerzos de 0.1 y 3.2 *kPa*:

$$J_{nr\ diff} = \frac{[J_{nr3.2} - J_{nr0.1}] \cdot 100}{J_{nr0.1}}$$

El *creep compliance* no recuperable describe la dependencia al esfuerzo del ligante. A medida que el *creep compliance* no recuperable disminuye, el ligante adquiere mayor rigidez. Es por esta razón que la nueva especificación alternativa para el ligante (ASHTO MP 19) disminuye el valor del requisito de  $J_{nr\ 3.2}$  con cargas más exigentes de tráfico (ver Tabla 20).

Se ha demostrado que el parámetro  $J_{nr}$  puede correlacionar bien con indicadores de deformación permanente en campo (Gibson, et al., 2012). Segovia & Botasso (2011) encontraron una buena correlación entre el  $J_{nr\ 3.2}$  de ligantes modificados con varios productos y el valor de módulo de rigidez probado en tensión indirecta para mezclas densas del DMQ, según se muestra en la Ilustración 30.

Ilustración 30. Resultado de las pruebas de MSCR versus módulo de rigidez



Por otro lado, se ha establecido que el parámetro  $J_{nr\ diff}$  debe mantenerse bajo un valor de 75 % para controlar el efecto de sensibilidad de ciertos ligantes a los cambios de esfuerzo y de este modo, minimizar la contribución del ligante al ahuellamiento (Anderson, D'Angelo, & Walker, 2010).

El porcentaje de recuperación es un indicador del componente elástico del ligante y es de utilizada para diferenciar el efecto de modificación entre varios productos o materiales modificados.

En resumen, el ensayo MSCR ha demostrado proveer de buenos indicadores para controlar la deformación permanente de mezclas asfálticas en el proceso de diseño, además de ser un ensayo de mayor facilidad de ejecución, comparado con otros métodos de evaluación del ligante, como los ensayos *Superpave Plus* (Asphalt Institute, 2010, p. 4).

Tabla 20. Detalle de la especificación AASHTO MP 19

| <b>Grado de tráfico</b>           | <b><math>J_{nr\ 3.2}</math> MSCR,<br/>AASHTO TP 70,<br/>máximo, <math>kPa^{-1}</math></b> | <b><math>J_{nr\ diff}</math> MSCR,<br/>AASHTO TP 70,<br/>máximo, %</b> |
|-----------------------------------|---|--|
| S - tráfico estándar              | 4.0   | 75   |
| H - tráfico pesado                | 2.0   | 75   |
| V - tráfico muy pesado            | 1.0   | 75   |
| E - tráfico extremadamente pesado | 0.5   | 75   |

## 7. ESTADO DE LA PRÁCTICA EN ECUADOR Y EL DMQ

En esta sección se hará un breve contraste entre los aspectos conceptuales de las mezclas asfálticas en caliente y su aplicación en la industria local, considerando procesos de selección de materiales, diseño, control y desempeño.

### 7.1. Disponibilidad y proceso de agregados

Los agregados para mezcla asfáltica no se producen a gran escala en el DMQ. Generalmente, las plantas asfálticas ubicadas en la zona cuentan con acopios provenientes de un limitado número de plantas trituradoras, donde la oferta usualmente no supera más de 3 fracciones (un tamaño grueso, un intermedio y arena natural o triturada).

Noboa & Vega (2014) evaluaron mezcla asfáltica de tres contratistas distintos, trabajando en obras de pavimentación en el DMQ, encontrando que dos de ellos utilizaban tres fracciones de agregados mientras que el restante usaba un agregado grueso y arena natural.

En el DMQ, el agregado proviene de fuentes aluviales o de estratos de roca.

*Fotografía 13. Fuentes e industria de agregados en el DMQ*



a) Trituradora en planta municipal b) Acopio en planta de Pifo c) Cantera en Guayllabamba d) Arena de río

### 7.2. Disponibilidad, proceso y composición de ligantes

En Ecuador existen 3 refinerías estatales pero solo una de ellas produce cemento asfáltico: la Refinería de Esmeraldas. A partir del año 2008, la producción de esta

refinería se califica conforme con el grado de viscosidad. Anteriormente, esta refinería producía dos grados de cemento asfálticos clasificados por penetración: 60-70, para la región Costa y 85-100 para la región Sierra. En cuanto a cementos asfálticos, el único producto actualmente ofertado a nivel nacional es el asfalto grado AC-20.

*Fotografía 14. Torre Atmosférica y Unidad de Vacío 2 en la Refinería de Esmeraldas*



La decisión de la empresa estatal Petroecuador de no ofrecer varios grados de asfalto, a pesar de que el país cuenta con varias regiones climáticas, se justifica en la capacidad limitada de almacenamiento, existente en el complejo industrial<sup>6</sup>, la cual consta de 12 tanques con una capacidad combinada de 89 500 barriles.

Al momento se construye la Refinería del Pacífico en la provincia de Manabí, sin embargo, de acuerdo a información de Petroecuador, los estudios de este proyecto no contemplan la producción de cemento asfáltico.

Los campos de petróleo en Ecuador extraen dos tipos de crudo (EP Petroecuador, 2013, p. 16): Un crudo mediano con un grado API de 24, denominado crudo Oriente,

---

<sup>6</sup> Comentario de Petroecuador en reunión del Comité Técnico de Calidad, MTOP, agosto 2013.

y un crudo pesado denominado crudo Napo (su grado API está en el rango de 18 a 19). El proceso de refinación en Esmeraldas se realiza con el crudo Oriente.

La refinería de Esmeraldas cuenta con dos torres de destilación y dos unidades de vacío (ver Ilustración 7), una de las cuales (unidad de vacío 2 –UV2) está dedicada a la producción de asfalto. El ajuste de viscosidad se controla en la UV2, regulando la cantidad de gas oil recuperado.

El cemento asfáltico se distribuye a las plantas asfálticas a través de carros tanque operados por empresas privadas y controlados por la Agencia de Regulación y Control Hidrocarburífero.

En un estudio realizado en 2014 (Mexicano, Gutiérrez, Rangel, & Hernández, 2014), sobre una muestra de asfalto de la Refinería de Esmeraldas sometida a un análisis *SARA* (fraccionamiento de composición molecular del asfalto: determinación de saturados, aromáticos nafténicos, resinas y asfaltenos) con *latroscan*, se determinó que el material tenía un exceso de resinas (ver Tabla 21), lo cual se contrapone a lo declarado por Petroecuador, que mantiene que el crudo Oriente es de naturaleza nafténica (EP Petroecuador, 2013).

Tabla 21. Composición SARA de una muestra de asfalto ecuatoriano

|              | <b>Saturados</b> | <b>Aromáticos</b> | <b>Resinas</b> | <b>Asfaltenos</b> |
|--------------|------------------|-------------------|----------------|-------------------|
| Muestra      | 16.7 %           | 9.6 %             | 50.2 %         | 23.5 %            |
| Rango típico | 5-20 %           | 45-60 %           | 15-25 %        | 5-25 %            |

Fuente: Dynasol, 2014

Los resultados de este análisis llaman la atención por la proporción de aromáticos polares (resinas y asfaltenos), lo que sugiere un comportamiento frágil a bajas temperaturas. Además, el contenido de aromáticos es menor al 10 % y los saturados se encuentran por encima de 5 %, lo cual no se considera adecuado. Sin embargo, debe recordarse que se trata de una muestra de la cual no se tiene conocimiento de origen, lote de producción o condición al momento de ser muestreada.

Por último, Petroecuador menciona que el crudo Oriente, que sirve como base para la elaboración del asfalto AC-20, contiene 1.4 % de azufre (EP Petroecuador, 2013, p. 16).

### **7.3. Métodos de diseño de mezcla utilizados**

En Ecuador se utiliza el método Marshall para diseño de mezclas asfálticas. De acuerdo a la experiencia propia en análisis de mezclas ejecutadas por varios laboratorios, se ha encontrado la aplicación de varios criterios para la determinación del contenido óptimo de ligante.

Por ejemplo, es común encontrar diseños bajo los criterios anteriores de National Asphalt Pavement Association (promedio de los contenidos de ligante para máxima densidad, máxima estabilidad, vacíos de aire al 4 % y VFA al 80 %), así como los que usan los criterios vigentes del Instituto del Asfalto (vacíos de aire al 4 %).

Existen casos aislados en los que se han utilizado ensayos de desempeño para verificar un diseño Marshall, como en el proyecto Trolebús en la ciudad de Quito, en 1995. En este proyecto se ejecutaron pruebas de carga repetida axial en Colombia, durante la etapa de diseño. Sin embargo, no se ha encontrado evidencia de un control de mezcla posterior bajo los mismos parámetros de desempeño, durante la etapa de construcción.

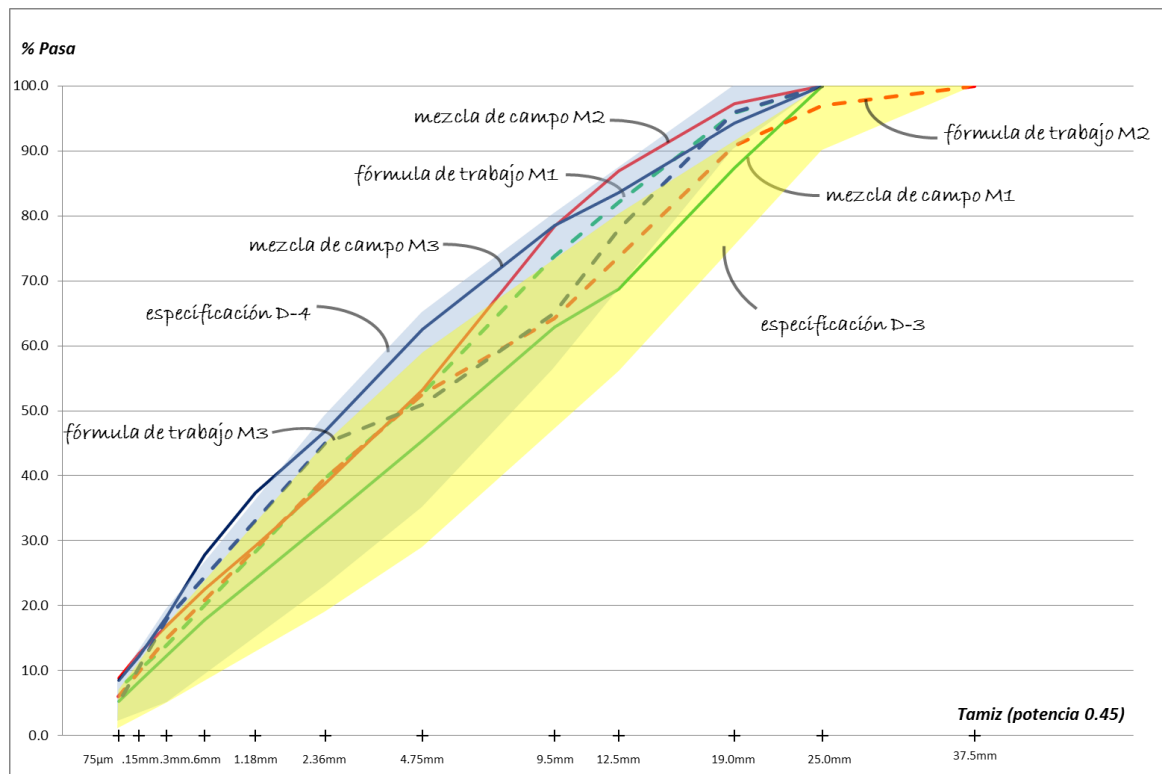
### **7.4. Tipos de mezcla utilizados**

Es una práctica común dentro del DMQ, elaborar mezclas densas, tanto para capas de superficie como de base asfáltica.

Un ejemplo de esta afirmación se puede encontrar en la Ilustración 31, donde se muestran las granulometrías de 3 mezclas colocadas en distintos proyectos en el distrito, en contraste con sus fórmulas de trabajo y las bandas granulométricas de especificación para el proceso de diseño. Puede observarse que la mezcla 1 y la mezcla 3 han sido diseñadas con una franja de granulometría equivalente a la mezcla tipo *D-4*, mientras que la mezcla 2 coincide con la especificación de diseño de una mezcla tipo *D-3*, según la norma ASTM D3515.

Se ha evaluado el material de estas mezclas de tamaño máximo 25 mm, encontrándose que ninguna coincide con su fórmula de trabajo correspondiente. Debe destacarse que el porcentaje de arena en las mezclas de agregado supera el 50 % en todos los casos, llegando al 60 % en la mezcla 2.

Ilustración 31. Ejemplos de granulometría de mezcla asfáltica en el DMQ



La mezcla 2 ha sido empleada para una vía troncal con alta demanda de tráfico pesado y las mezclas 1 y 3 han sido tendidas en calles de bajo tráfico en ciudad (Noboa & Vega, 2014).

## 7.5. Especificaciones vigentes

A nivel nacional, se utilizan las especificaciones generales MOP-001-F-2002, para el diseño y construcción de mezclas asfálticas, siendo contados los casos de excepción, donde se usan especificaciones de mezcla especiales para un proyecto, como fue el caso de la construcción de pavimentos para el nuevo aeropuerto Mariscal Sucre en Tababela.

Los límites de granulometría en esta norma han sido adoptados en parte, a partir de la norma ASTM D3515. Por otro lado, los criterios volumétricos y de diseño de mezcla se han adoptado parcialmente de la guía MS-2 del Instituto del Asfalto.

Existe en esta especificación, una mención a la aplicación de ensayos de desempeño para vías “*con tráfico catalogado como muy pesado*” (según el documento, vías con un tráfico promedio diario mayor a 1 000 vehículos pesados), donde debe realizarse un estudio que incluya la construcción de curvas maestras de mezcla asfáltica, evaluación del comportamiento de la mezcla ante deformaciones plásticas y evaluación de su comportamiento ante la fatiga. Sin embargo, no es una práctica muy común en el país y se conocen pocas experiencias de ejecución, con cumplimiento parcial de este mandato.

## **7.6. Métodos de control de calidad de mezclas**

En las especificaciones MOP-001-F-2002, consta un protocolo de control de mezclas, que incluye el control de materia prima como cemento asfáltico y agregados, además del control de las propiedades de mezcla y su correcto tendido y compactado en campo.

En la práctica, la verificación de propiedades de ligantes asfálticos no se realiza con mucha frecuencia (controles semanales, mensuales e incluso al inicio del proyecto únicamente). Los laboratorios de obra en la mayoría de los casos tienen limitación de equipo de ensayo para completar las pruebas necesarias con la normativa y frecuencia adecuada.

El control de mezcla se lleva a cabo verificando los parámetros volumétricos del diseño, granulometría de agregados y contenido de ligante. La densidad de campo se controla con densímetros nucleares. A juicio del autor, de acuerdo a observaciones realizadas en proyectos viales, el control de temperatura y densidad no se ejecuta de forma permanente en obra.

## **7.7. Evidencias de desempeño de mezclas asfálticas**

Se han registrado múltiples ejemplos de deformaciones permanentes en mezclas asfálticas en servicio en el DMQ. Los casos más notables corresponden a carriles de tránsito exclusivo de vehículos de transporte público en la ciudad de Quito.

El primer corredor exclusivo para trolebuses, se construyó en la ciudad de Quito entre los años 1994 y 1995, a lo largo de la Av. 10 de Agosto (la principal arteria vial

de la ciudad). La mezcla de esta vía presentó deformaciones permanentes a tan solo 6 meses de iniciar su operación, según documentos de la Empresa Pública Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas (EPMMOP). Debe recordarse que la mezcla fue evaluada por desempeño en la etapa de diseño (ensayos de carga repetida axial, ejecutados en Colombia) en un número limitado de muestras y no se ha encontrado evidencia de un control de susceptibilidad a la deformación permanente en la mezcla durante la etapa de construcción.

Fotografía 15. Ahuellamiento en calle Tarqui (corredor Ecovía) de Quito en 2014



Detalle de la huella en carril sur: a) Hacia el occidente b) y c) Hacia el oriente

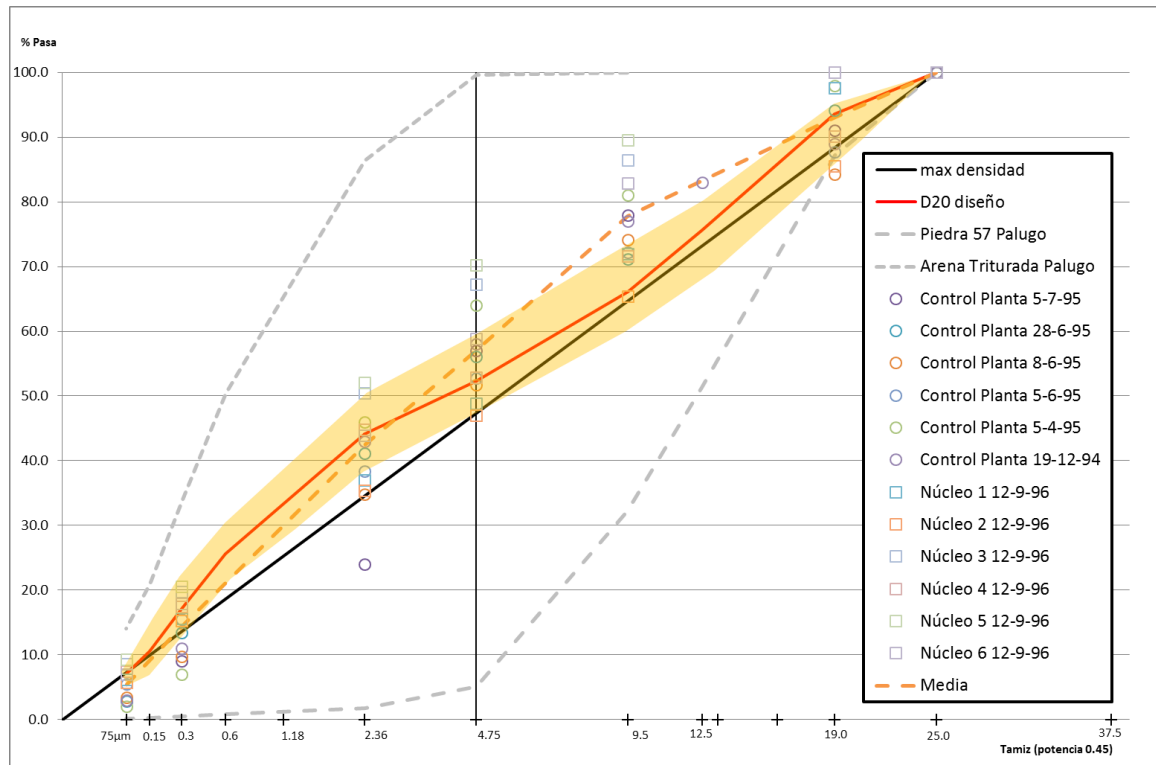
En la Fotografía 1 (b) se observa un detalle de la mezcla en 2011. Puede notarse que se ha formado huella sobre el parche ejecutado para reparar un ahuellamiento anterior. A finales de 1996 la administración municipal decidió reemplazar la capa de rodadura con una losa de hormigón hidráulico en el sector de las paradas para pasajeros a lo largo de todo el corredor. Finalmente, en 2011 se colocó la losa de hormigón hidráulico en todo el proyecto.

Los registros de control de materiales durante la construcción de este corredor dan cuenta de las desviaciones de granulometría, como se puede observar en la Ilustración 32 respecto de la fórmula de trabajo original diseñada con una fracción de agregado grueso y una fracción de arena triturada de la fuerte de Palugo (durante la construcción el contratista trabajó con una arena diferente).

La experiencia en esta obra, generó que en obras posteriores, como el corredor de buses Ecovía, cuenten con superficies de rodadura de hormigón hidráulico en la zona de parada, donde se esperan cargas de baja frecuencia.

Sin embargo, las deformaciones plásticas permanentes se han seguido presentando en este tipo de obras en Quito (ver Fotografía 15 y Fotografía 16). Nótese en la Fotografía 16 (b) que el patrón de ahuellamiento aparece a pocos centímetros de la zona de hormigón hidráulico, en la cercanía de una parada.

Ilustración 32. Granulometrías de la mezcla en corredor Trolebús



Elaborado con información proporcionada por EPMOP (franja naranja representa la banda de tolerancia).

Obras más recientes, como la parada de bus articulado del corredor Sur Occidental (Fotografía 16 [d]), también muestran signos de surcos.

Otros ejemplos se pueden encontrar en varios lugares del DMQ, como en la parada de buses en la población de Cumbayá, que a menos de dos meses de colocada la mezcla, sufrió desplazamientos mayores, como se documenta en la Fotografía 17.

El daño por humedad y las fisuras por fatiga y cambios de temperatura también son fallas comunes en la red vial del DMQ, tal como se presenta en la Fotografía 18.

## 7.8. Resumen de hallazgos en la práctica

De acuerdo a los argumentos y evidencias presentadas en las secciones anteriores, se han encontrado limitaciones en disponibilidad y tipo de materiales, técnicas de

diseño, control de calidad y construcción, que se asumen inicialmente como causales del pobre desempeño de las mezclas asfálticas en el DMQ, sumado a un marco de especificaciones técnicas que requiere una revisión general, respecto a criterios basados en desempeño.

Fotografía 16. Ahuellamiento en corredores de transporte público de Quito en 2013



a) Av. 6 de Diciembre (Ecovía) frente a Colegio Benalcázar b) Av 6 de Diciembre y Av. Portugal (Ecovía)  
 c) Av. 6 de Diciembre (Ecovía) junto a Plaza Argentina d) Av. 12 de Octubre y Veintimilla en el año 2014  
 (Corredor Sur Occidental)

Fotografía 17. Deformaciones en mezcla en Cumbayá en 2013



a) Detalle en parada de bus b) Perfiles de la calzada junto a parada de bus

Fotografía 18. Otros tipos de fallas en vías del DMQ en 2013



a) Daño por humedad y desprendimiento de material en Av. González Suárez (5 años de servicio) b) Fatiga en Av. de los Granados (6 años de servicio)

## **8. METODOLOGÍA**

### **8.1. Diseño del experimento**

Se ha planteado como objetivo general de esta investigación, analizar una posible correlación entre la rigidez del ligante y un indicador de deformación permanente para mezclas asfálticas locales, utilizando los protocolos de ensayo AASHTO TP 70 (MSCR) y BS EN 12697-22 (*wheel tracking*).

Con la premisa de reducir las variables de influencia en el comportamiento mecánico de los materiales, se ha decidido utilizar un solo esqueleto mineral combinado con ligantes de distintas rigideces, con el fin de conseguir un espectro de valores lo suficientemente amplio para evaluar la relación de variables ( $J_{nr 3.2}$  versus  $WTS_{air}$ ).

Se han analizado cinco tipos de ligante y cinco mezclas asfálticas elaboradas con cada uno de los ligantes. Se ha pretendido conseguir la mejor condición posible en la mezcla asfáltica base, de modo que se ha desechado cualquier diseño comercial disponible en la fuente de materiales elegida y se ha diseñado la mezcla asfáltica exclusivamente para esta serie de experimentos.

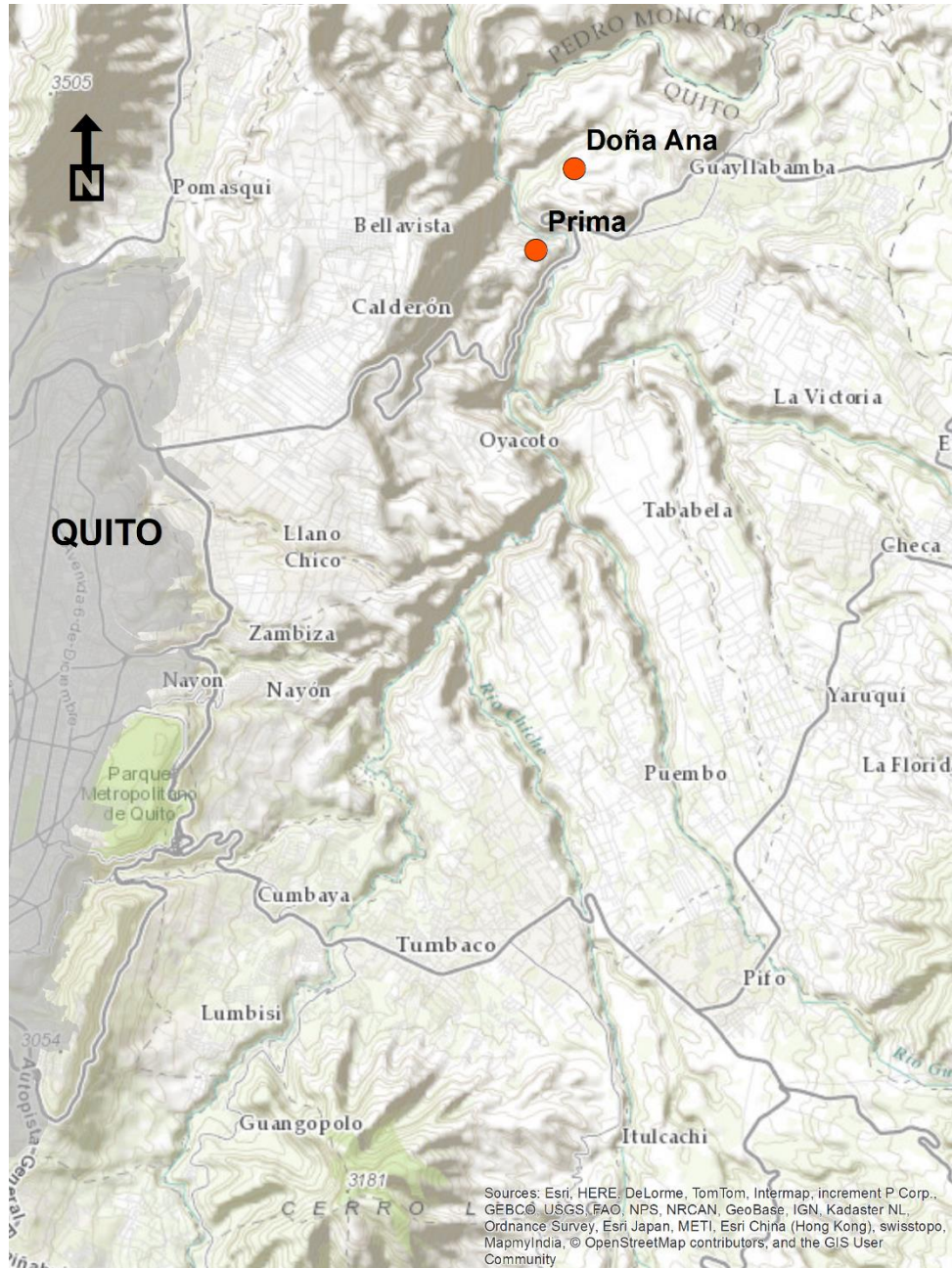
### **8.2. Elección de la zona de estudio**

Se ha elegido el área de la ciudad de Quito y el valle de Tumbaco, como zona de estudio para esta investigación, por su relevancia respecto a la cantidad de obras de pavimentación y proyectos existentes, respecto a otros lugares del DMQ.

### **8.3. Elección y muestreo de fuentes de materiales**

Se ha trabajado con agregados disponibles en una fuente cercana a la población de Guayllabamba. Los agregados gruesos (denominados en origen como “ripio” y “granillo”) provienen de la cantera Doña Ana. El agregado fino (arena fina) es una mezcla entre arena natural extraída del cauce del río Guayllabamba y material triturado de Doña Ana. El proceso de estos tres materiales se realizó en la planta de la empresa TEA.

Ilustración 33. Ubicación de fuentes de agregados en la zona de estudio



Fotografía 19. Materiales de Doña Ana



a) Vista panorámica de la cantera Doña Ana b) Acopio de agregados en la planta TEA c) Río Guayllabamba

La selección de esta fuente de agregados responde a la demanda del producto en las obras de pavimentación en la zona de estudio. La mezcla asfáltica producida con estos materiales es utilizada por contratistas particulares e instituciones estatales como la EPMOP, el Gobierno de la provincia de Pichincha y el MTOP.

Además se ha incluido una arena triturada a partir de roca de Doña Ana. Este proceso corresponde a la planta de la empresa Prima, ubicada junto a la planta de TEA y se obtuvo un único lote de producción.

*Fotografía 20. Arena triturada de Doña Ana*



Los agregados se muestrearon de acuerdo a la normativa AASHTO T 2. El criterio para elegir el tamaño de muestra, se basó en la demanda de los ensayos que se consideran de mayor influencia en el diseño volumétrico de la muestra (granulometrías y gravedades específicas). El tamaño de la muestra para estimar el promedio de una característica del material, con un error tolerable, se calculó con la expresión utilizada en la norma ASTM E122:

$$n = \left( \frac{3 \cdot \sigma}{E} \right)^2$$

Donde:

- n = número de muestras
- $\sigma$  = desviación estándar
- E = error mínimo tolerable

Al no existir información estadística en la fuente de producción, se estimó la desviación estándar de ensayos de granulometría en un valor de 0.5. El error tolerable del material con respecto a porcentajes que pasan cada tamiz se asume en 0.3 %. Por lo tanto, el número mínimo de muestras para granulometría debe ser 25.

Un análisis similar se ha realizado para el ensayo de gravedad específica, considerando una desviación estándar de 0.3 y un error tolerable de 0.2. El número mínimo de muestras en este caso es de 20.

Fotografía 21. Muestreo de agregados en la planta de TEA



Ya que se trata de una primera experiencia con el material de esta cantera, conociéndose la falta de estadística previa y procurando una mejor calidad de la información de los ensayos, se decidió extraer al menos 30 muestras de ensayo de cada fracción disponible de agregado.

Por otro lado, se ha trabajado con el asfalto de grado AC-20 de la refinería de Esmeraldas al ser el único material disponible en el país. Este ligante sirve como base en el proceso de modificación para lograr cinco condiciones distintas de rigidez, de acuerdo al plan de modificación que se presenta a continuación:

Tabla 22. Matriz de modificación del ligante

| Base             | Modificador     | Porcentaje en peso | Código ligante |
|------------------|-----------------|--------------------|----------------|
| AC-20 Esmeraldas | Spray Oil       | 1.0                | CRA            |
| AC-20 Esmeraldas | -               | -                  | AC20           |
| AC-20 Esmeraldas | BBM-WRK-2       | 3.0                | WRK            |
| AC-20 Esmeraldas | BBM-EVA-601     | 2.0                | EVA            |
| AC-20 Esmeraldas | ELVALOY RET+PPA | 1.3 (0.2 de PPA)   | RET            |

El ligante fue muestreado de un solo lote de producción, a través de Chova del Ecuador, que utiliza el asfalto grado AC-20 para la fabricación de emulsiones asfálticas. Se eligió a esta empresa por contar con un sistema de calidad en las

operaciones de transporte del ligante, lo que permitió contar con carros tanque con sellos de origen en las válvulas de alimentación, con el fin de evitar manipulación del material durante el transporte.

La muestra, efectuada en la planta de Chova del Ecuador, se realizó en 20 contenedores de 1.0 gal de capacidad, conforme a la norma ASTM D140/D140M. La cantidad de muestra fue determinada de acuerdo al consumo estimado en las operaciones de diseño y fabricación de especímenes de prueba, así como en los ensayos de caracterización. Los contenedores se llenaron permitiendo la menor cantidad posible de aire libre entre la superficie de la muestra y la tapa, para reducir los efectos de endurecimiento por oxidación.

*Fotografía 22. Muestreo de ligante*



#### **8.4. Proceso de modificación de ligantes**

Para conseguir un rango amplio de valores de rigidez de ligante que permita realizar un análisis de correlación de datos, se procedió a modificar el asfalto base utilizando un producto que disminuya la rigidez del asfalto base y varios polímeros para conseguir una recuperación elástica mayor.

La incorporación del modificador en el asfalto base se realizó con un equipo elaborado localmente, ante la falta de disponibilidad de un mezclador de laboratorio. El equipo se compone de una fuente de calor localizada, para elevar la temperatura de un contenedor que se asegura en posición vertical por medio de una mordaza. La agitación del producto se consigue con el uso de un aspa movida por el motor de un taladro, sujeto por un marco metálico.

Fotografía 23. Sistema de modificación utilizado



El sistema usado supone varias limitaciones, ya que si bien el mecanismo del taladro permite regular la velocidad de rotación, no impide la posible incorporación de aire en la mezcla. Además, el uso de una fuente de calor localizada, no se considera como la condición ideal, pero se ha considerado el hecho de que el tiempo de modificación es relativamente corto.

El modificador se ha incorporado manualmente, una vez que ha sido determinada su masa en función de la proporción elegida (ver Tabla 22) y siendo conocida la masa del ligante en el contenedor. El producto se ha añadido mientras la muestra se encontraba en agitación y a la temperatura recomendada por el fabricante.

La modificación de ligantes se realizó en el Laboratorio de Materiales de Construcción de la PUCE en Quito. A continuación se detalla una descripción de los modificadores utilizados.

#### **8.4.1. Spray-Oil**

Para disminuir la rigidez del ligante se utilizó *spray-oil*, que es un producto derivado del petróleo usado en la industria del banano como plaguicida (Ministerio Coordinador de la Producción, Empleo y Competitividad, 2010). Su consistencia y

viscosidad son similares a las de un aceite lubricante. Por sus características químicas, actúa como plastificante al aumentar la proporción de maltenos.

Fotografía 24. Modificación con spray-oil



a) Fraccionamiento de muestra b) Adición de modificador

#### 8.4.2. BBM-WRK-2

Este producto modificador es una mezcla de polímero EVA (*etilvinilacetato*), ceras y antioxidantes. El fabricante recomienda un rango de dosificación entre 3 y 5 % del peso del asfalto base. Se ha elegido el 3 % para este estudio.

Fotografía 25. Modificación con BBM-WRK-2



### 8.4.3. BBM-EVA-601

El BBM-EVA-601 es un polímero EVA cuyo rango de dosificación sugerido por el fabricante es el mismo que el recomendado para el BBM-WRK-2. Se ha decidido trabajar con una dosis de trabajo del 2 % del peso del asfalto base, con el fin de conseguir una rigidez intermedia.

*Fotografía 26. Modificación con BBM-EVA-601*



### 8.4.4. ELVALOY RET

Este modificador es un termopolímero elastomérico reactivo (RET), que tiene la característica especial de reaccionar con los asfaltenos, creando un enlace permanente, proporcionando así estabilidad a la mezcla asfalto-polímero. Este producto requiere ácido polifosfórico (PPA) como catalizador para la mezcla. La dosificación sugerida por el fabricante se ha adoptado en este estudio (ver Tabla 22).

## 8.5. Elección del método de diseño de mezcla

Se ha trabajado con el método de diseño Superpave volumétrico, bajo la normativa AASHTO R35, utilizando el método Bailey para el ajuste de las propiedades volumétricas. Esta decisión se justifica por las ventajas del método de densificación y las especificaciones de selección de materiales y parámetros volumétricos, respecto al método Marshall, de uso común en el medio.

El proceso de diseño se efectuó con el asfalto base de Esmeraldas. La compactación de la muestras se realizó con un equipo *Troxler 4140-B*. La fórmula de trabajo final se obtuvo en el laboratorio de la PUCE ubicado en el proyecto de construcción del nuevo Aeropuerto Mariscal Sucre en Tababela.

Fotografía 27. Modificación con ELVALOY RET



a) Incorporación del PPA b) Adición del polímero ELVALOY RET

Es importante mencionar que el método de diseño Superpave se ha implementado por primera vez en Ecuador con el desarrollo de esta investigación.

## 8.6. Elección de parámetros de tráfico

El rango de ejes equivalentes de diseño (con una proyección a 20 años) para esta investigación es de 3 a 30 millones de repeticiones. Esta categoría corresponde a “*vías de dos carriles, multicarril, divididas, parcial o completamente controladas en acceso. Se incluyen calles de ciudad de tráfico mediano a alto, carreteras estatales, provinciales y autopistas*”, según la *tabla 1* de la norma AASHTO R 35 y que a su vez corresponde a la definición de la guía “*A policy on geometric design of highways and streets*” de AASHTO (1994).

La categoría seleccionada coincide con el tipo de vías donde se han encontrado evidencias de deformación permanente en el DMQ.

Fotografía 28. Compactador giratorio Superpave



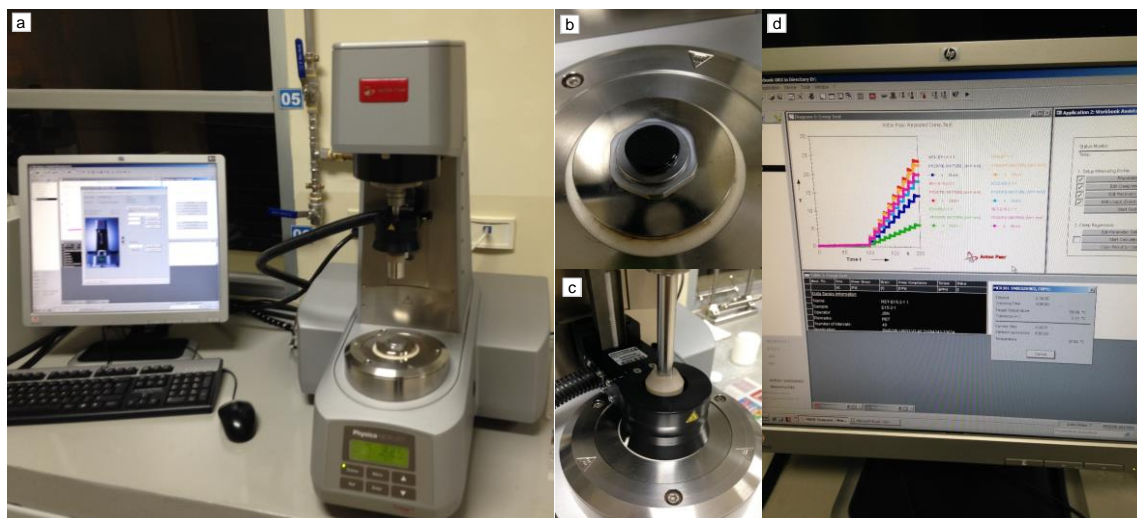
## 8.7. Elección de tipo de mezcla

El propósito de esta investigación es evaluar mezclas típicas de la zona. Por lo tanto se ha trabajado en un diseño de mezcla asfáltica densa, que de acuerdo a lo demostrado en este documento, es el tipo común de diseño producido en las plantas del DMQ.

## 8.8. Evaluación de ligantes

La rigidez de ligantes ha sido evaluada con el ensayo MSCR, a la temperatura de diseño determinada para la zona del valle de Tumbaco, sin considerar saltos de grado. Se ha seguido el protocolo de ensayo de la norma AASHTO TP 70, usando un reómetro *Anton-Paar*, modelo *Physica MCR-301*. Los ligantes han sido envejecidos durante 85 *min* con el horno RTFO de acuerdo al estándar ASTM D2872.

Fotografía 29. Equipo usado para evaluación de rigidez del ligante



a) DSR b) Muestra en plato de 25 mm c) Acondicionamiento de temperatura d) Gráficas de MSCR

## 8.9. Evaluación de mezclas

Una de las principales limitaciones de esta investigación ha sido la evaluación mecánica de las mezclas asfálticas.

Según un acuerdo inicial, el LEMaC de la Universidad Tecnológica Nacional, en La Plata, Argentina, ha ofrecido a la PUCE sus instalaciones para la realización de ensayos de *wheel tracking*, debido que en Ecuador no se encuentran disponibles este tipo de equipos. Esta oportunidad sirve además de fomentar el intercambio entre los investigadores de ambos laboratorios. Sin embargo, los requisitos del ensayo suponen la elaboración de probetas prismáticas de gran dimensión y peso, por lo tanto, el número de muestras necesario para completar al menos dos pruebas por cada mezcla, resulta en costos elevados de transporte y nacionalización, considerando que las mezclas asfálticas se categorizan como carga peligrosa para su transporte vía aérea.

Por esta razón, se decidió cambiar la geometría de las probetas para reducir el peso de la muestra a transportar, de manera que se provea de un espacio suficiente para el recorrido de la rueda de carga.

Inicialmente, se elaboraron muestras cilíndricas de 150 mm de diámetro en el compactador giratorio Superpave, con una altura aproximada de 140 mm (dimensión limitada por el modelo de equipo de compactación usado). Las probetas

de ensayo se elaboraron en el LMC de la PUCE de acuerdo a la fórmula final de trabajo obtenida para el asfalto base.

Fotografía 30. Elaboración de muestras cilíndricas



a) Fracciones de agregado para preparación de baches de muestra b) Mezclado manual c) Muestra compactada en compactador giratorio d) Muestras con embalaje a su llegada al LEMaC

Como se mencionó, el costo de transporte aéreo limitó el número de muestras elaboradas. Se compactaron dos probetas cilíndricas por cada ligante, para un total de 10 muestras de ensayo. Las muestras se enviaron en dos viajes hacia Argentina, donde fueron retiradas de aduana para ser trasladadas al LEMaC en La Plata.

Finalmente, en el LEMaC, la muestra fue cortada en sus extremos hasta un espesor de 50 mm (Fotografía 31 [a] y [b]), y adicionalmente se realizó un corte tangente en cada cara (Fotografía 31[c]) para generar una superficie con un ancho suficiente para la circulación de la rueda, una vez unidas las dos secciones. El conjunto de partes de la muestra fue ensamblado con un mortero de yeso y arena en un molde de acero de dimensiones estándar para la prueba de *wheel tracking* (Fotografía 31 [d]).

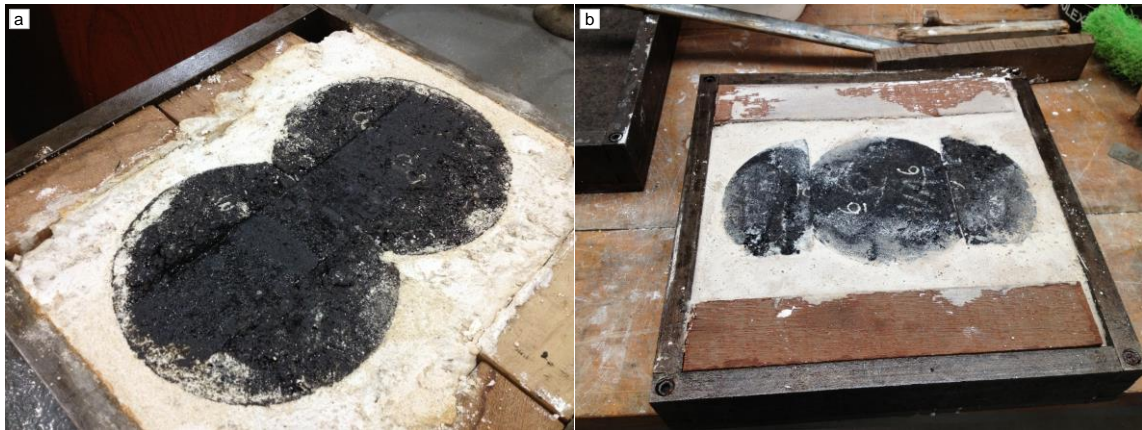
Fotografía 31. Proceso de ensamble de muestras para *wheel tracking*



a) Corte inicial b) cilindros cortados c) corte tangencial d) Colocación de mortero de yeso en molde

Se probaron dos tipos de ensamble para las muestras (Fotografía 32): Con una junta a la mitad y con una pieza central adyacente a dos mitades de la segunda pieza. El segundo caso fue seleccionado en 9 de 10 muestras de ensayo, para evitar la influencia de una junta en la región central, donde se mide la deformación.

Fotografía 32. Muestras de ensayo wheel tracking terminadas



a) Corte con junta central en muestra 03WRK b) Corte con juntas laterales

Fotografía 33. Equipo wheel tracking del LEMaC



Los ensayos de deformación permanente se corrieron según la normativa europea BS EN 12697-22 a una temperatura de 60 °C (para simular sitios altamente esforzados, según el criterio de la Tabla 18) usando un dispositivo pequeño, con el procedimiento B.

### **8.10. Correlación de variables**

Se ha determinado si existe correlación de variables entre el indicador de rigidez del ligante y los indicadores de rigidez de mezcla asfáltica, analizando por separado las series de datos de  $J_{nr\ 3.2}$ , obtenido en el ensayo MSCR, versus los valores de  $RD_{air}$  a 10 000 ciclos de carga y la pendiente  $WTS_{air}$  del ensayo WTT.

El tipo de función de tendencia entre las variables y su correspondiente coeficiente de determinación  $R^2$ , se ha establecido con el uso de una hoja de cálculo *MS Excel*.

## 9. ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 9.1. Caracterización de agregados

#### 9.1.1. Granulometría

Se ha procesado la información de 29 ensayos de granulometría de la fracción gruesa de Doña Ana (Ripio), 20 ensayos de la fracción de tamaño intermedio de la misma fuente (Granillo) y 30 ensayos de la fracción fina (mezcla de arena de río con arena triturada), conforme a los protocolos AASHTO T 27 y AASHTO T11 (análisis por tamizado de una muestra previamente lavada con agua).

Fotografía 34. Proceso de granulometrías



a) Secado b) Lavado c) Tamizado

Se han desechado valores de 10 ensayos de la fracción intermedia (Granillo) al haberse detectado segregación durante el proceso de muestreo.

El resumen del análisis de granulometría de la fuente Doña Ana se muestra en la Tabla 23, Tabla 24 y Tabla 25.

Los materiales de Doña Ana con los que se trabajó el diseño de mezcla son un agregado grueso de TMN 19.0 mm (Ripio), un agregado intermedio (Granillo) de TMN 12.5 mm y arena compuesta (mezcla de arena de río y polvo de trituración de la cantera), con un TMN de 4.75 mm, según los criterios de la metodología Superpave.

Tabla 23. Resumen estadístico de granulometría en Ripio de Doña Ana

| Parámetro    | Porcentaje que pasa la malla de tamaño (en mm) |       |      |      |      |      |      |      |      |       |
|--------------|--|-------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
|              | 19.0   | 12.5  | 9.5  | 4.75 | 2.36 | 1.18 | 0.6  | 0.3  | 0.15 | 0.075 |
| Promedio     | 99.92  | 32.97 | 6.57 | 1.67 | 1.35 | 1.26 | 1.20 | 1.13 | 1.04 | 0.87  |
| D. Estándar  | 0.17   | 4.19  | 1.58 | 0.70 | 0.55 | 0.49 | 0.46 | 0.44 | 0.40 | 0.35  |
| Percentil 5  | 99.64  | 26.08 | 3.97 | 0.51 | 0.45 | 0.45 | 0.44 | 0.41 | 0.38 | 0.30  |
| Percentil 95 | 100.2  | 39.86 | 9.17 | 2.82 | 2.25 | 2.07 | 1.96 | 1.85 | 1.70 | 1.44  |

Tabla 24. Resumen estadístico de granulometría en Granillo de Doña Ana

| Parámetro    | Porcentaje que pasa la malla de tamaño (en mm) |       |       |       |      |      |      |      |      |       |
|--------------|--|-------|-------|-------|------|------|------|------|------|-------|
|              | 19.0   | 12.5  | 9.5   | 4.75  | 2.36 | 1.18 | 0.6  | 0.3  | 0.15 | 0.075 |
| Promedio     | 100.0  | 98.88 | 82.86 | 8.81  | 3.95 | 3.27 | 2.94 | 2.62 | 2.28 | 1.83  |
| D. Estándar  | 0.00   | 0.64  | 2.67  | 2.15  | 1.12 | 0.87 | 0.72 | 0.58 | 0.45 | 0.34  |
| Percentil 5  | 100.0  | 97.83 | 78.47 | 5.27  | 2.11 | 1.84 | 1.76 | 1.68 | 1.53 | 1.27  |
| Percentil 95 | 100.0  | 99.94 | 87.25 | 12.34 | 5.80 | 4.69 | 4.12 | 3.57 | 3.02 | 2.38  |

Tabla 25. Resumen estadístico de granulometría en arena de Doña Ana

| Parámetro    | Porcentaje que pasa la malla de tamaño (en mm) |      |       |       |       |       |       |       |       |       |
|--------------|--|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|              | 19.0   | 12.5 | 9.5   | 4.75  | 2.36  | 1.18  | 0.6   | 0.3   | 0.15  | 0.075 |
| Promedio     |  |      | 100.0 | 97.96 | 79.41 | 65.80 | 53.51 | 36.32 | 21.50 | 13.30 |
| D. Estándar  |  |      | 0.00  | 0.34  | 1.34  | 1.56  | 1.44  | 1.20  | 1.06  | 0.97  |
| Percentil 5  |  |      | 100.0 | 97.41 | 77.20 | 63.23 | 51.14 | 34.35 | 19.77 | 11.70 |
| Percentil 95 |  |      | 100.0 | 98.52 | 81.62 | 68.37 | 55.88 | 38.29 | 23.24 | 14.90 |

La arena de producción experimental, a partir de roca de la cantera Doña Ana se evaluó con un número limitado de muestras (5), debido a que se produjeron aproximadamente  $8 m^3$  de material. El resumen estadístico de este material de TMN 4.75 mm se presenta en la Tabla 26. En la Ilustración 34 puede notarse que la variación estadística de los porcentajes que pasan los tamices de control, en este caso es mayor, respecto a los valores obtenidos en otras fracciones.

Tabla 26. Resumen estadístico de granulometría en arena triturada Doña Ana

| Parámetro    | Porcentaje que pasa la malla de tamaño (en mm) |      |     |       |       |       |       |       |       |       |
|--------------|--|------|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|              | 19.0   | 12.5 | 9.5 | 4.75  | 2.36  | 1.18  | 0.6   | 0.3   | 0.15  | 0.075 |
| Promedio     |  |      |     | 100.0 | 71.27 | 42.65 | 26.09 | 17.27 | 13.03 | 10.30 |
| D. Estándar  |  |      |     | 0.00  | 5.51  | 5.94  | 4.32  | 2.86  | 2.13  | 1.63  |
| Percentil 5  |  |      |     | 100.0 | 62.20 | 32.87 | 18.99 | 12.56 | 9.53  | 7.62  |
| Percentil 95 |  |      |     | 100.0 | 80.34 | 52.42 | 33.19 | 21.98 | 16.54 | 12.97 |

### 9.1.2. Gravedad específica y absorción

Las pruebas de gravedad específica y absorción se realizaron conforme a las normas AASHTO T 85 para agregados gruesos y AASHTO T 84 para agregados finos. Se ejecutaron un total de 29 ensayos en Ripio, y 30 ensayos para Granillo y arena compuesta. En la arena triturada se ensayaron 4 muestras, debido a la limitada cantidad de material disponible.

El resumen de los parámetros de este ensayo se encuentra en la

Tabla 27, donde se evidencian valores de absorción de agua con porcentajes superiores al 2 %, para el Granillo y la arena triturada.

Ilustración 34. Curvas granulométricas del agregado de Doña Ana

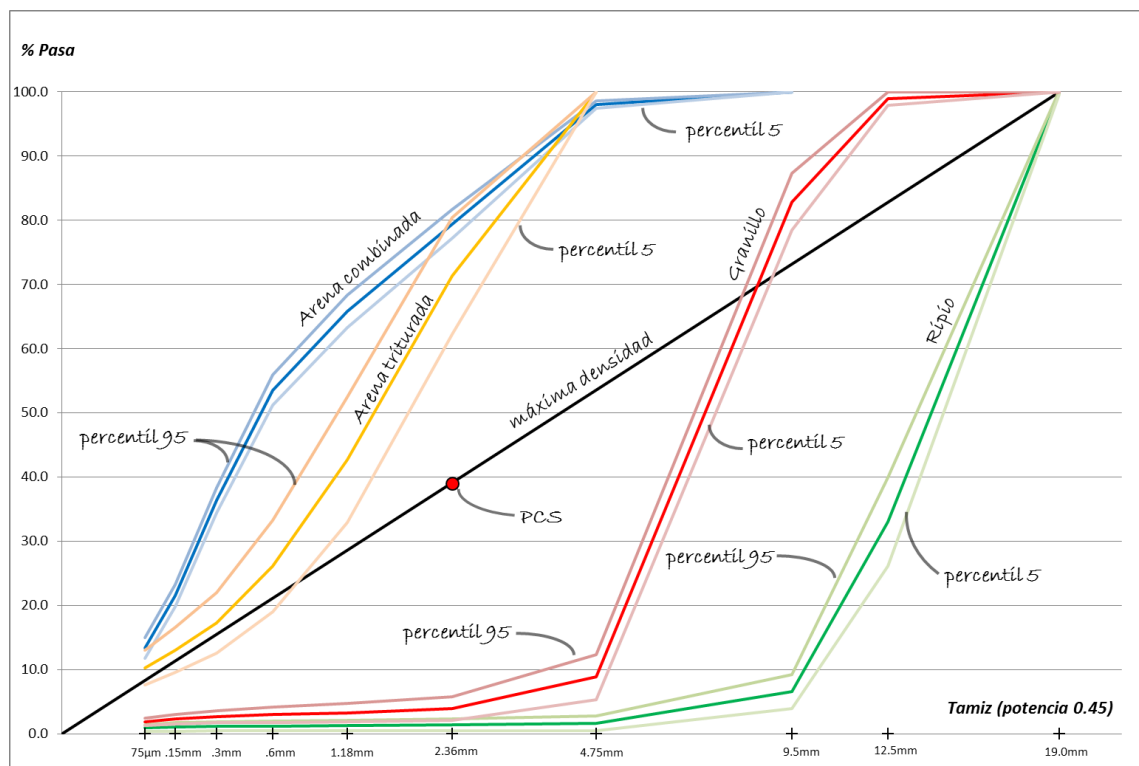


Tabla 27. Resumen estadístico de ensayos de gravedad específica y absorción

|                | <b>Gsb</b>                                 | <b>G sss</b> | <b>Gsa</b> | <b>Absorción, %</b> |
|----------------|--|--------------|------------|---------------------|
|                | <i>Ripio</i>                               |              |            |                     |
| Promedio       | 2.503                                      | 2.552        | 2.632      | 1.967               |
| Desv. Estándar | 0.008                                      | 0.006        | 0.004      | 0.100               |
|                | <i>Granillo</i>                            |              |            |                     |
| Promedio       | 2.465                                      | 2.523        | 2.616      | 2.335               |
| Desv. Estándar | 0.012                                      | 0.011        | 0.010      | 0.107               |
|                | <i>Arena de río + polvo de trituración</i> |              |            |                     |
| Promedio       | 2.537                                      | 2.583        | 2.658      | 1.796               |
| Desv. Estándar | 0.028                                      | 0.018        | 0.010      | 0.470               |
|                | <i>Arena triturada</i>                     |              |            |                     |
| Promedio       | 2.445                                      | 2.515        | 2.629      | 2.860               |
| Desv. Estándar | 0.012                                      | 0.009        | 0.013      | 0.274               |

### 9.1.3. Pesos unitarios

Se ha determinado el peso unitario (AASHTO T 19) en condición suelta para los agregados gruesos y compactada con barra para los agregados finos.

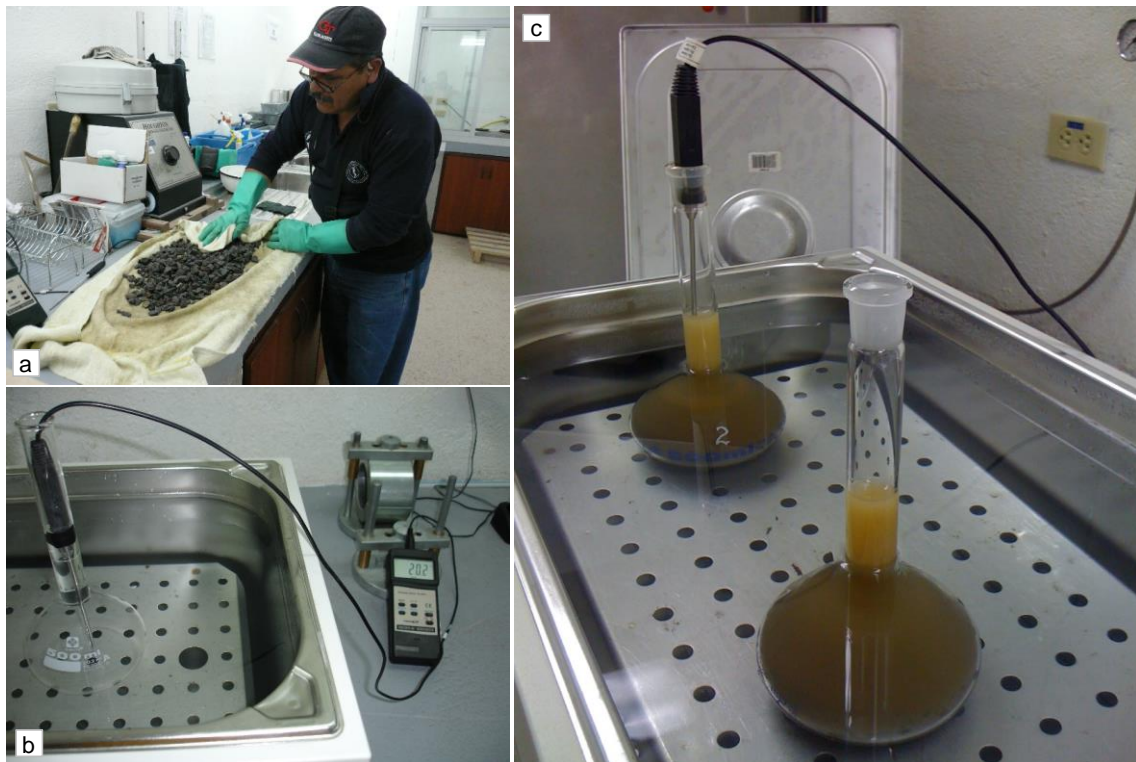
Se ha utilizado un molde de 4 in de diámetro interno para la determinación del peso unitario compactado con barra en el agregado fino, de acuerdo a la convención

establecida en el método Bailey, para ajuste de mezclas de agregados (ver Fotografía 36 [c]).

Se realizaron un total de 7 ensayos para el material grueso (Ripio) y 6 pruebas tanto en el Granillo como en la arena compuesta. El agregado fino triturado fue ensayado una vez.

En la Tabla 28 se presenta un resumen de los valores obtenidos en estos ensayos.

Fotografía 35. Proceso para gravedades específicas y absorción



a) Determinación de la condición saturada con superficie seca b) Calibración del picnómetro de prueba c) Acondicionamiento de temperatura de muestra de agregado fino

Fotografía 36. Proceso para determinación de pesos unitarios



a) Peso unitario suelto (con cuchara) b) Calibración de contenedor c) Peso unitario compactado con barra

Tabla 28. Resumen de valores de pesos unitarios

|  | <i>LUW</i> | <i>R UW</i> |
|--|------------|-------------|
| <i>Ripio</i>                               |            |             |
| Promedio                                   | 1312       |             |
| Desviación estándar                        | 9.07       |             |
| <i>Granillo</i>                            |            |             |
| Promedio                                   | 1296       |             |
| Desviación estándar                        | 3.62       |             |
| <i>Arena de río + polvo de trituración</i> |            |             |
| Promedio                                   |            | 1698        |
| Desviación estándar                        |            | 12.73       |
| <i>Arena triturada</i>                     |            |             |
| Promedio                                   |            | 1704        |
| Desviación estándar                        |            | -           |

#### 9.1.4. Propiedades de consenso

Se evaluaron las propiedades de consenso en los agregados de la fuente Doña Ana, con excepción de la prueba de angulosidad del agregado fino, debido a que no se disponía del equipo de ensayo. Tampoco se ejecutó el ensayo de equivalente de arena en el material experimental.

Los valores del ensayo de partículas planas y alargadas (norma ASTM D4791) y la determinación del porcentaje de fractura en el agregado grueso (AASHTO TP 61), para la fracción gruesa, se muestran en la Tabla 29.

Los resultados demuestran que el agregado no excede los límites permitidos de relación de forma y posee un alto porcentaje de partículas con al menos 2 caras fracturadas.

Tabla 29. Resultados de partículas planas y alargadas y angulosidad de agregado grueso

|                              | Apertura del tamiz, <i>mm</i> |      |      | Límite<br>AASHTO M323  |
|------------------------------|-------------------------------|------|------|------------------------|
|                              | 19.0                          | 12.5 | 9.5  |                        |
| Pasa el tamiz                | 19.0                          | 12.5 | 9.5  |                        |
| Retiene el tamiz             | 12.5                          | 9.5  | 4.75 |                        |
| Planas y alargadas, %        | 0                             | 1    | 0    | 10 % máx.              |
| Ni planas ni alargadas, %    | 100                           | 99   | 100  | -                      |
| 0 caras fracturadas, %       | 3                             | 3    | 7    | -                      |
| 1 cara fracturada, %         | 1                             | 0    | 0    | 95 % mín. <sup>a</sup> |
| 2 o más caras fracturadas, % | 96                            | 97   | 93   | 90 % mín. <sup>a</sup> |

<sup>a</sup> Volumen proyectado a 20 años de 10 a 30 millones de ESALs, capa a menos de 100 *mm* de la superficie.

Por otro lado, el valor de equivalente de arena promedio en la arena compuesta (2 ensayos según la norma AASHTO T 176), es de 68 %, superando el valor mínimo requerido de 45 %, según la especificación AASHTO M 323.

### 9.1.5. Propiedades de fuente

En la Tabla 30 se listan los resultados de los ensayos de abrasión con la Máquina de Los Ángeles (ASTM C131), resistencia del agregado a la acción del sulfato de sodio (AASHTO T 104), terrones de arcilla y partículas deleznales (AASHTO T 112) y piezas livianas en el agregado (AASHTO T 113).

Se realizaron 2 ensayos de abrasión para cada una de las fracciones gruesas, 1 ensayo de resistencia a los sulfatos, 1 ensayo por fracción de agregado para determinación de terrones de arcilla y partículas deleznales y 1 ensayo por fracción de agregado para piezas livianas.

Tabla 30. Propiedades de fuente para el agregado de Doña Ana

| Ensayo                      | Ripio | Granillo | Arena combinada | Especificación MOP-001-F-2002 |
|-----------------------------|-------|----------|-----------------|-------------------------------|
| Abrasión L.A., %            | 22.83 | 22.62    | -               | 40 %, máx.                    |
| Pérdida sulfato de sodio, % |       | 9.0      | -               | 12 %, máx.                    |
| Terrones de arcilla, %      |       | 0.32     | 2.36            | 1 %, máx.                     |
| Piezas livianas, %          | 0.1   | 0.8      | 4.5             | -                             |

Una característica particular de este agregado es una cantidad ligera de piezas livianas en el agregado grueso, lo cual aumenta en proporción en el agregado fino (arena combinada). La causa de esta distribución, es la presencia de un estrato de pómez en la pared de la cantera. Estas partículas livianas, que se observan a simple vista, no se encuentran en la arena triturada, ya que en esta producción experimental se utilizaron fragmentos de roca seleccionados en un estrato determinado de la cantera.

## 9.2. Caracterización de ligantes

### 9.2.1. Determinación del grado PG

El método de diseño Superpave, requiere la determinación de un ligante apropiado para las características climáticas y de tráfico de la zona del proyecto, por lo tanto, se ha revisado la estadística de temperaturas del aire en estaciones meteorológicas cercanas al valle de Tumbaco. La información recopilada provino de tres estaciones: La Tola, Tababela y la estación del proyecto NQIA (nuevo aeropuerto).

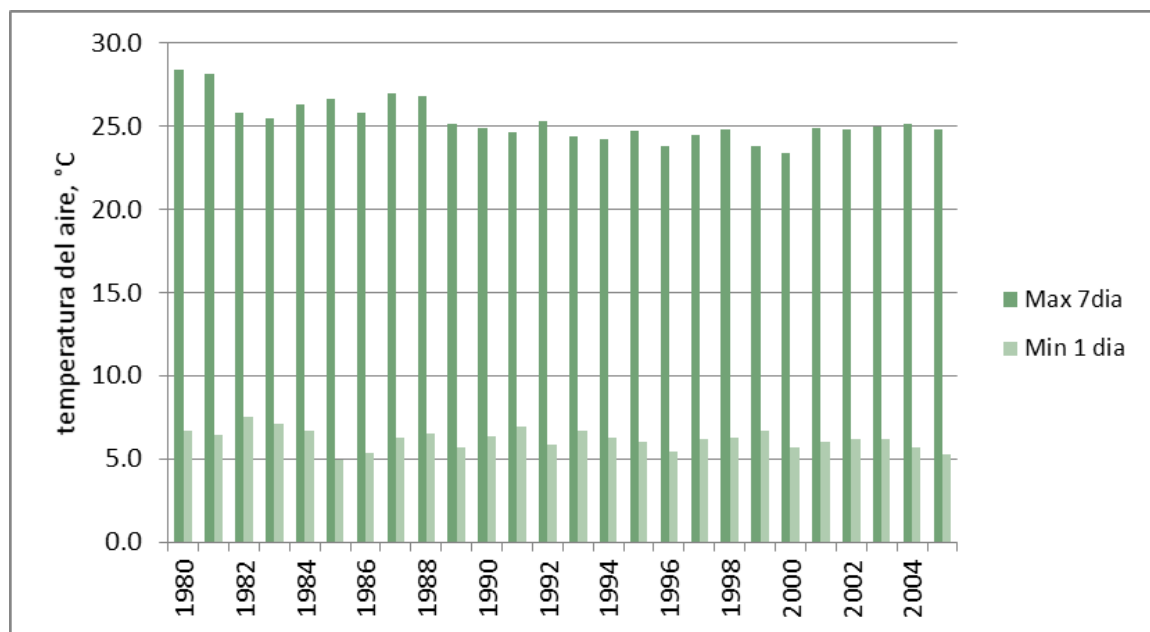
La estación Tababela, reúne temperaturas máximas y mínimas absolutas mensuales, desde 1980 hasta 2001. La estación La Tola, proporcionó temperaturas máximas y mínimas diarias, en el período entre 1990 y 2005. Por último, la estación del proyecto NQIA, en la época en la que se realizó el diseño de mezcla (2010), reúne información de temperatura del aire cada 4 horas y se ha constatado que funciona bajo un estricto control de calidad. Aunque la estación NQIA ofrece información más detallada de temperatura, la estadística obtenida cubre únicamente el período entre 2007 y 2008.

Tabla 31. Ubicación de las estaciones meteorológicas consultadas

| <b>Estación</b> | <b>Latitud</b> | <b>Longitud</b> | <b>Elevación, m</b> |
|-----------------|----------------|-----------------|---------------------|
| Tababela        | 00°06'00" S    | 78°23'00" W     | 2325                |
| La Tola         | 00°13'46" S    | 78°27'00" W     | 2480                |
| NQIA            | 00°08'08" S    | 78°21'56" W     | 2411                |

Se encontró que la información de temperatura del aire difiere en las estaciones Tababela y La Tola (Ilustración 35), respecto de la estación NQIA (Ilustración 36).

Ilustración 35. Temperaturas históricas del aire en las estaciones Tababela y La Tola

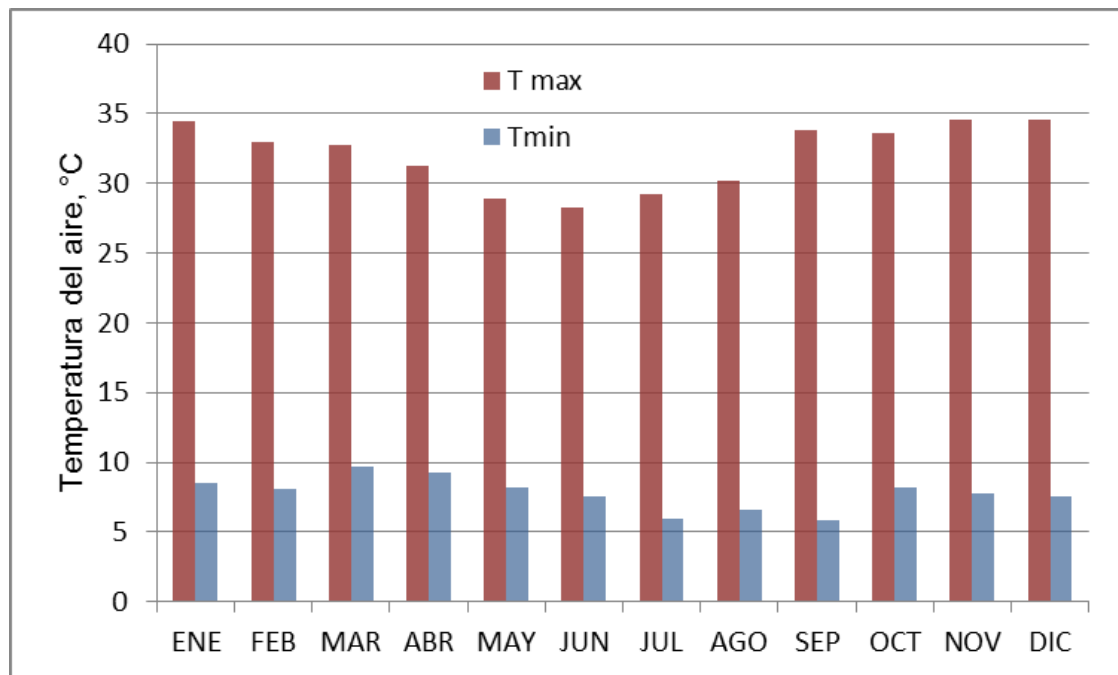


Datos: Dirección General de Aviación Civil

Puede notarse que la temperatura máxima promedio en la serie histórica de las estaciones Tababela y La Tola, tiene un valor cercano a 25 °C, mientras que la temperatura máxima promedio de la estación NQIA, es 32 °C.

Considerando que la información de las estaciones Tababela y La Tola está construida con promedios mensuales y diarios, al contrario de la estación de Tababela, que tiene registros con intervalos de 4 horas, se ha decidido realizar los cálculos de temperatura de diseño utilizando la última estación, que a pesar de tener datos limitados, se estiman más confiables.

Ilustración 36. Temperaturas del aire promedio (2007-2008) en estación NQIA



Datos: Consorcio AECONAG Constructores

El cálculo de las temperaturas de diseño  $T_{20\text{ mm}}$  y  $T_{\text{pav}}$ , se resumen en la Ilustración 37. Nótese que el grado inicial seleccionado para el ligante es PG58-16. Adicionalmente, se ha asumido para este estudio, un escenario donde las velocidades de circulación estén entre 20 y 70 km/h.

Según los parámetros de ajuste indicados en la Tabla 9, para un volumen de tráfico proyectado a 20 años entre 3 y 30 millones de ESALs, y una categoría de velocidad “baja”, se requiere hacer un ajuste de 1 grado en la temperatura alta del ligante, manteniendo la temperatura baja seleccionada inicialmente.

El grado de desempeño para esta investigación se ha establecido como PG64-16, que deberá ser verificado en la fuente de asfalto elegida (refinería de Esmeraldas).

En la sección siguiente se resume el proceso de calificación del cemento asfáltico local en contraste con la especificación del ligante AASHTO M 320.

Ilustración 37. Cálculo del grado PG para el valle de Tumbaco

| Mes                 | ALTAS |      |           | BAJAS |      |          |
|---------------------|-------|------|-----------|-------|------|----------|
|                     | 2007  | 2008 | Prom Max  | 2007  | 2008 | Prom min |
| ENERO               | 34.6  | 34.3 | 34.4      | 6.3   | 10.7 | 8.5      |
| FEBRERO             | 32.4  | 33.5 | 32.9      | 6.6   | 9.6  | 8.1      |
| MARZO               | 31.7  | 33.9 | 32.8      | 9.5   | 9.9  | 9.7      |
| ABRIL               | 29.6  | 33.0 | 31.3      | 10.9  | 7.7  | 9.3      |
| MAYO                | 28.4  | 29.4 | 28.9      | 9.6   | 6.8  | 8.2      |
| JUNIO               | 27.7  | 29.0 | 28.3      | 7.2   | 7.9  | 7.6      |
| JULIO               | 28.5  | 30.0 | 29.2      | 5.1   | 6.8  | 6.0      |
| AGOSTO              | 28.0  | 32.4 | 30.2      | 5.9   | 7.4  | 6.7      |
| SEPTIEMBRE          | 32.0  | 35.6 | 33.8      | 6.0   | 5.6  | 5.8      |
| OCTUBRE             | 31.3  | 35.9 | 33.6      | 7.7   | 8.8  | 8.3      |
| NOVIEMBRE           | 32.5  | 36.6 | 34.5      | 7.6   | 8.0  | 7.8      |
| DICIEMBRE           | 32.3  | 36.9 | 34.6      | 4.6   | 10.5 | 7.6      |
| Promedio            |       |      | 32.0      |       |      | 7.8      |
| Desv. Est.          |       |      | 2.35      |       |      | 1.19     |
| Prom +/-2 $\sigma$  |       |      | 36.8      |       |      | 5.4      |
| Latitud [°]         |       |      | 0         |       |      | 0        |
| Hpav [mm]           |       |      |           |       |      | 75       |
| T20mm               |       |      | <b>58</b> |       |      |          |
| Tpav                |       |      |           |       |      | <b>9</b> |
| <b>Grado inicio</b> | PG 58 |      |           |       |      |          |
| PG 58-16            | 16    | 22   | 28        | 34    | 40   |          |
| <b>Ajuste Carga</b> | PG 64 |      |           |       |      |          |
| PG 64-16            | 10    | 16   | 22        | 28    | 34   | 40       |

### 9.2.2. Calificación del ligante de Esmeraldas

La verificación del grado del ligante de la refinería de Esmeraldas se condujo conforme a la normativa AASHTO R 29, que consiste en ensayar muestras de asfalto a distintas temperaturas, separadas por intervalos de grado de desempeño (6 °C), para determinar el grado nominal del producto, de conformidad con las especificaciones AASHTO M 320. Además de comprobar los parámetros de seguridad (punto de chispa) y conformidad para operaciones de bombeo y mezclado (viscosidad con viscosímetro rotatorio), se evaluó la temperatura de cumplimiento con la especificación, con pruebas de DSR en distintos estados de envejecimiento y con el reómetro de viga (BBR) en un muestra envejecida con

RTFO y PAV. Las pruebas se completaron el 10 de agosto de 2010. El resumen de los resultados de cumplimiento se muestra en la Tabla 32.

Primero, se corrió la prueba AASHTO T 315 en una muestra de ligante original a 64 y 70 °C, usando una geometría de 25 mm de diámetro en el DSR. La temperatura crítica de cumplimiento del criterio de ahuellamiento ( $G^*/\text{Sen } \delta$ ) fue 65.7 °C, mientras que la temperatura nominal de cumplimiento fue 64 °C (de acuerdo a la clasificación de ASSHTO M 320, con saltos de grado cada 6 °C).

Luego, con una muestra envejecida con RTFO, se ensayó con una geometría de 25 mm de diámetro, iniciando en la temperatura nominal de cumplimiento obtenida en la muestra de asfalto original (64 °C), y probándose también a una temperatura de 70 y 76 °C. En este caso, la temperatura de cumplimiento nominal fue de 70 °C y la temperatura crítica de cumplimiento con la especificación de ahuellamiento fue 71.3 °C.

Se comprobó el cambio de masa con el ensayo en el RTFO, según el protocolo AASHTO T 240.

Finalmente, se evaluó la muestra de ligante envejecida con el PAV y previamente envejecida con RTFO, donde se comprobó el criterio de fatiga en el ensayo DSR ( $G^* \text{ Sen } \delta$ ) y el criterio para fisuras por baja temperatura en el BBR.

Tabla 32. Resumen de parámetros en calificación del ligante de Esmeraldas

| <b>Parámetro</b>                     | <b>Norma</b> | <b>Valor</b>      | <b>Límite AASHTO M 320</b> |
|--------------------------------------|--------------|-------------------|----------------------------|
| <i>Ligante original</i>              |              |                   |                            |
| Punto de chispa                      | AASHTO T 48  | 270 °C            | Mínimo 230 °C              |
| Viscosidad, 135 °C                   | AASHTO T 316 | 0.37 Pa.s         | Máximo 3 Pa.s              |
| $G^*/\text{Sen } \delta$ , 10 rad/s  | AASHTO T 315 | 1.21 kPa, 64 °C   | Mínimo 1 kPa               |
| Residuo del RTFO, AASHTO T 240       |              |                   |                            |
| Cambio de masa                       | AASHTO T 240 | 0.753 %           | Máximo 1 %                 |
| $G^*/\text{Sen } \delta$ , 10 rad/s  | AASHTO T 315 | 2.55 kPa, 70 °C   | Mínimo 2.2 kPa             |
| Residuo del PAV, AASHTO R 28, 100 °C |              |                   |                            |
| $G^*\text{Sen } \delta$ , 10 rad/s   | AASHTO T 315 | 2690 kPa          | Máximo 5 000 kPa           |
| Rigidez S, 60 s                      | AASHTO T 313 | 93.25 MPa, -12 °C | Máximo 300 MPa             |
| Valor m, 60 s                        | AASHTO T 313 | 0.31, -12 °C      | Mínimo 0.3                 |

Según el protocolo AASHTO R 29, y de acuerdo a los resultados obtenidos en muestras previas, se inició la prueba de DSR a una temperatura de 22 °C, utilizando una geometría de 8 mm de diámetro. Se realizaron pruebas consecutivas reduciendo la temperatura 3 °C. Se probaron muestras a 19 y 16 °C, obteniéndose

en todos los casos valores de menores a 5 000 *kPa* (criterio máximo para control de fisuras por fatiga) a una velocidad de 10 *rad/s*.

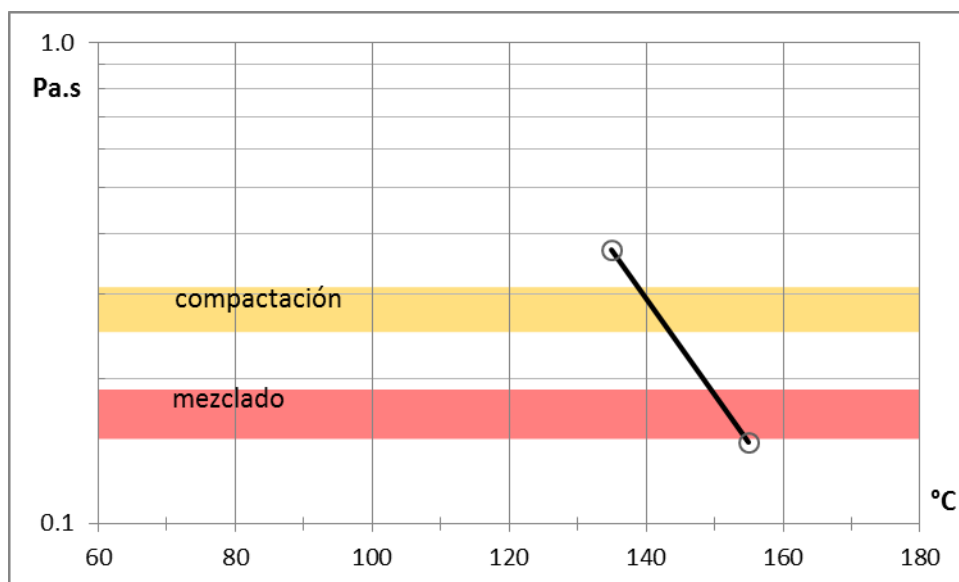
En los ensayos con BBR, se ensayaron pares de muestras a -12 y -18 °C. La muestras ensayadas a -18 °C no cumplieron el criterio de pendiente *m*, calculada a un tiempo de carga *creep* de 60 s.

En resumen, el ligante de Esmeraldas cumplió con los requisitos correspondientes a un asfalto de grado de desempeño PG64-22, considerándose apropiado a las condiciones climáticas y de carga del estudio (valle de Tumbaco).

Adicionalmente, se establecieron los rangos de temperatura con el ligante sin modificar, para operaciones de diseño de mezclado y compactación (ver Ilustración 38). Se han utilizado los criterios de viscosidad declarados en la norma AASHTO T 312, usando un rango de  $0.17 \pm 0.02$  *Pa.s* para mezclado y  $0.28 \pm 0.03$  *Pa.s* para compactación. Se realizaron determinaciones de viscosidad con viscosímetro rotatorio a 135 y 155 °C.

Las temperaturas de mezclado para el asfalto de Esmeraldas se encuentran en un rango entre 150 y 155 °C, mientras que el rango de compactación está entre 139 y 143 °C.

Ilustración 38. Carta de viscosidad de ligante de Esmeraldas sin modificar



### 9.3. Fórmula de trabajo

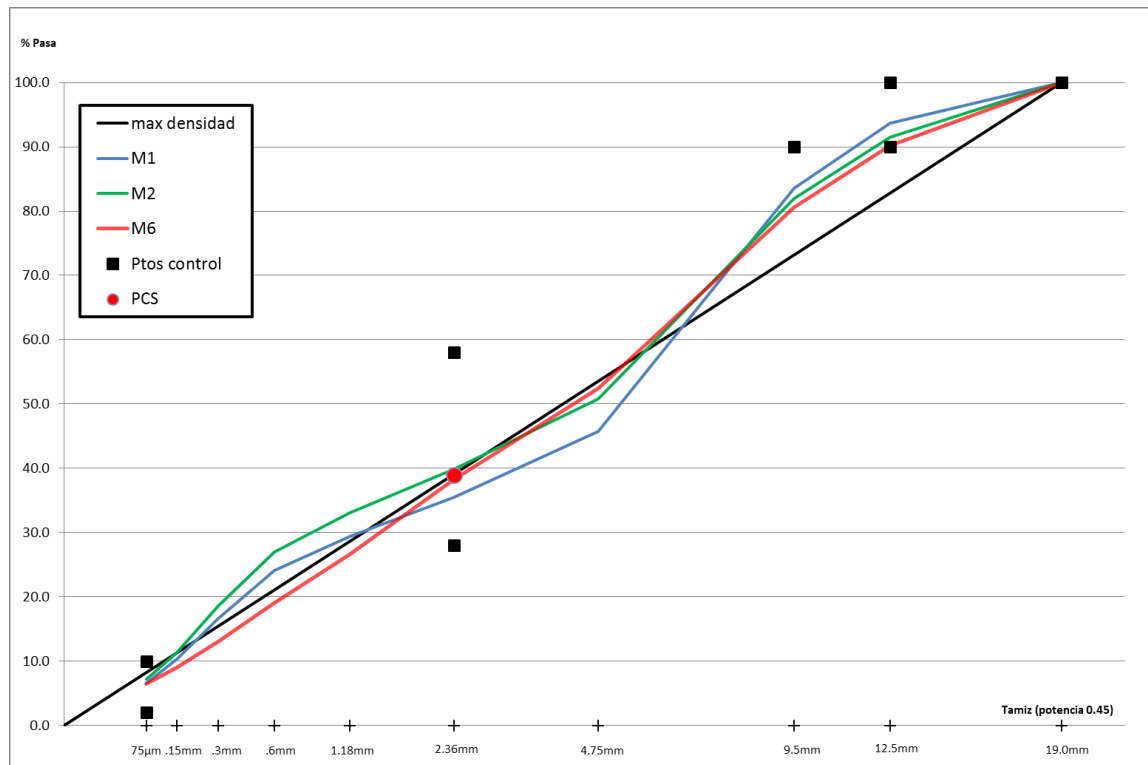
El proceso de diseño inició con la mezcla de agregados, asistida por el método Bailey. Se trabajó sobre un esqueleto mineral para una mezcla densa gruesa de TMN de 12.5 mm. El CUW inicial fue de 103 % para la mezcla denominada M1. En la Tabla 33 se sintetizan los resultados obtenidos en las tres mezclas probadas.

Tabla 33. Resumen de parámetros de diseño de mezcla

| AGREGADO     | TIPO   | CODIGO | Gsb   | Abs   | 19.0  | 12.5  | 9.5     | 4.75  | 2.36 | 1.18                | 0.6  | 0.3  | 0.15         | 0.075 |      |      |       |
|--------------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|---------|-------|------|---------------------|------|------|--------------|-------|------|------|-------|
| RIPIO        | Grueso | R      | 2.503 | 1.967 | 99.9  | 33.0  | 6.6     | 1.7   | 1.3  | 1.3                 | 1.2  | 1.1  | 1.0          | 0.9   |      |      |       |
| GRANILLO     | Grueso | G      | 2.465 | 2.335 | 100.0 | 98.9  | 82.9    | 8.8   | 4.0  | 3.3                 | 2.9  | 2.6  | 2.3          | 1.8   |      |      |       |
| ARENA FINA   | Fino   | AF     | 2.537 | 1.796 | 100.0 | 100.0 | 100.0   | 98.0  | 79.4 | 65.8                | 53.5 | 36.3 | 21.5         | 13.3  |      |      |       |
| ARENA GRUESA | Fino   | AG     | 2.445 | 2.860 | 100.0 | 100.0 | 100.0   | 100.0 | 71.3 | 42.6                | 26.1 | 17.3 | 13.0         | 10.3  |      |      |       |
| PRUEBA       | R      | G      | AF    | AG    | Gsb   | Abs   | Pbi est | 19.0  | 12.5 | 9.5                 | 4.75 | 2.36 | 1.18         | 0.6   | 0.3  | 0.15 | 0.075 |
| M1           | 9      | 49     | 42    | 0     | 2.498 | 2.077 | 6.0     | 100.0 | 93.7 | 83.6                | 45.8 | 35.5 | 29.4         | 24.1  | 16.7 | 10.3 | 6.6   |
| M2           | 12     | 40     | 48    | 0     | 2.504 | 2.032 | 5.9     | 100.0 | 91.5 | 81.9                | 50.7 | 39.9 | 33.0         | 27.0  | 18.6 | 11.4 | 7.2   |
| M6           | 14     | 37     | 18    | 31    | 2.477 | 2.352 | 6.2     | 100.0 | 90.2 | 80.7                | 52.5 | 38.3 | 26.6         | 19.1  | 13.1 | 8.9  | 6.4   |
| PRUEBA       | Pb     | Va     | VMA   | VFA   | Gmb   | CUW   | CA      | FAc   | FAf  | Nini                | Ndes | Nmax | P0.075 / Pbe |       |      |      |       |
| M1           | 6.0    | 3.5    | 14.2  | 75.3  | 2.280 | 103   | 0.52    | 0.68  | 0.43 | 8                   | 100  | 160  |              |       |      |      |       |
| M2           | 5.9    | 3.8    | 14.6  | 73.9  | 2.273 | 94    | 0.53    | 0.68  | 0.42 | % Gmm ini % Gmm max |      |      | 1.4          |       |      |      |       |
| M6           | 6.2    | 4.0    | 14.6  | 72.0  | 2.255 | 95    | 0.60    | 0.50  | 0.47 | 87.4 97.1           |      |      | 1.4          |       |      |      |       |

En las dos primeras pruebas (M1 y M2) se prescindió de la arena triturada de Doña Ana, considerando que se trata de un material de producción experimental.

Ilustración 39. Curvas granulométricas de las pruebas de mezcla



En la Ilustración 39, se puede notar que ambas pruebas tienen una acumulación de material pasante del tamiz 0.6 mm, lo que se evidencia en el valor del parámetro  $FA_c$ , cuyo valor es 0.68 en cada caso, superando el límite recomendado de 0.50, el cual indica acumulación de partículas finas en el agregado fino. Tomando en cuenta que la mezcla incluye arena natural, se espera un comportamiento blando con susceptibilidad al ahuellamiento.

Debido que no fue posible modificar el parámetro  $FA_c$  con el cambio de proporciones de agregados, se decidió incluir un material triturado (arena gruesa de Doña Ana) en la mezcla.

Se probó una combinación (M6) con la cual se calculó un porcentaje estimado de vacíos de aire de 4.3 %, a partir de la mezcla M1, cuyo porcentaje de vacíos era 3.5 %. El resultado real de vacíos de aire para la mezcla M6 fue de 4.0 %, lo que prueba la efectividad del método Bailey para ajuste de mezclas, evitando el proceso tradicional de prueba y error. El parámetro  $FA_c$  fue reducido hasta 0.50 en esta mezcla, con un CUW de 95 %. El porcentaje de ligante utilizado en la mezcla M6 fue 6.2 %, con respecto a la masa total de la mezcla.

La mezcla M6 fue seleccionada para continuar con el proceso y posterior a esto, se evaluaron 4 pares de especímenes con contenidos de ligante alrededor del contenido estimado de la prueba M6 (variaciones de contenido de ligante de  $\pm 0.5$  y  $\pm 1.0$  %).

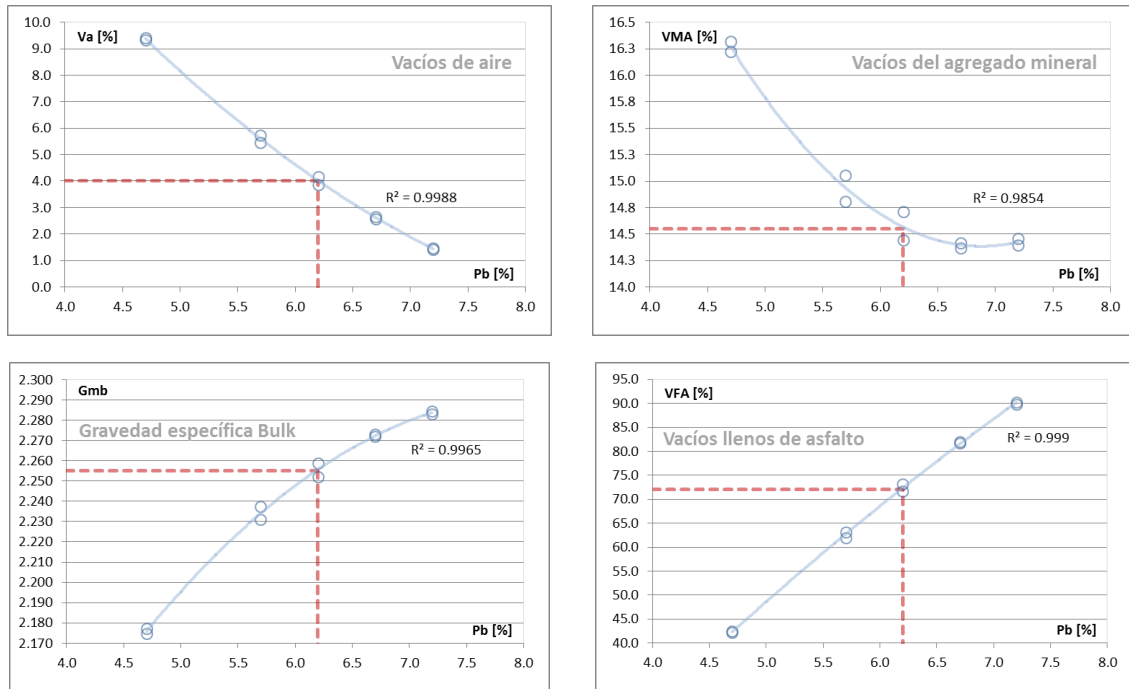
Los parámetros volumétricos de la mezcla M6, cumplieron con las especificaciones AASHTO M 323, con excepción de la relación filler-ligante, cuyo valor es 1.4.

Debe recordarse que la especificación mencionada, incluye una nota (Nota 8) donde aclara que en caso de que la granulometría de la mezcla pase por debajo del PCS (como en este caso), el rango de aceptación puede pasar a ser de 0.8 a 1.6 “a discreción de la agencia”.

Se ha obtenido un contenido óptimo de ligante de 6.2 %, que coincide con el porcentaje estimado por el método de diseño. Las curvas volumétricas de la mezcla M6 se aprecian en la Ilustración 40.

Luego, se evaluaron especímenes con el contenido óptimo, según los criterios de durabilidad del sistema Superpave, probando exitosamente especímenes a niveles de densificación diferentes ( $N_{ini}$  y  $N_{max}$ ).

Ilustración 40. Curvas volumétricas en la mezcla M6



Fotografía 37. Determinación de gravedad específica en mezclas



a) Gravedad específica Bulk b) Gravedad específica máxima teórica c) Especímen compactado

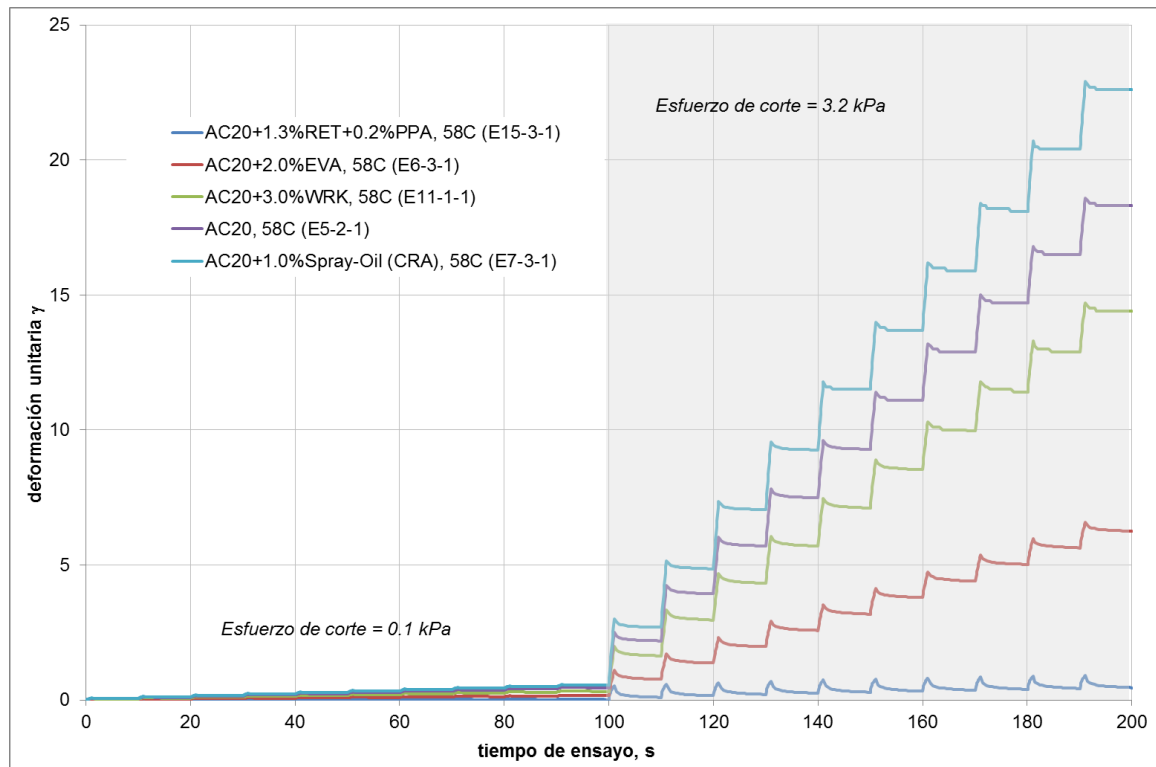
La fórmula de trabajo obtenida ha sido estudiada con un método empírico, con criterios volumétricos que buscan un desempeño aceptable. Esta fórmula será validada en su susceptibilidad a la deformación permanente con el ensayo WTT, usando el dispositivo pequeño.

## 9.4. Resultados MSCR

Las muestras de ligante usadas para fabricar los especímenes cilíndricos en el compactador giratorio, los cuales se probaron en el WTT, fueron ensayadas con el DSR, según la norma AASHTO TP 70. En una etapa previa al ensayo las muestras se sometieron a envejecimiento en el horno RTFO a 163 °C durante 85 min, de acuerdo al protocolo ASTM D2872. Los ensayos se terminaron en enero de 2014.

De acuerdo a los lineamientos de ensayo, la temperatura de ensayo debe corresponder a la temperatura alta de diseño, sin aplicar saltos de grado. En este caso, se ha determinado una temperatura de 58 °C (ver Ilustración 37).

Ilustración 41. Curvas MSCR para los ligantes estudiados



Debido a razones de escala, en la gráfica de arriba no se aprecia el comportamiento de deformación en carga y recuperación, bajo el primer estado de esfuerzos (con un valor de 0.1 kPa). Por esta razón se muestran curvas ampliadas de cada ligante en desde la Ilustración 42 hasta la Ilustración 46.

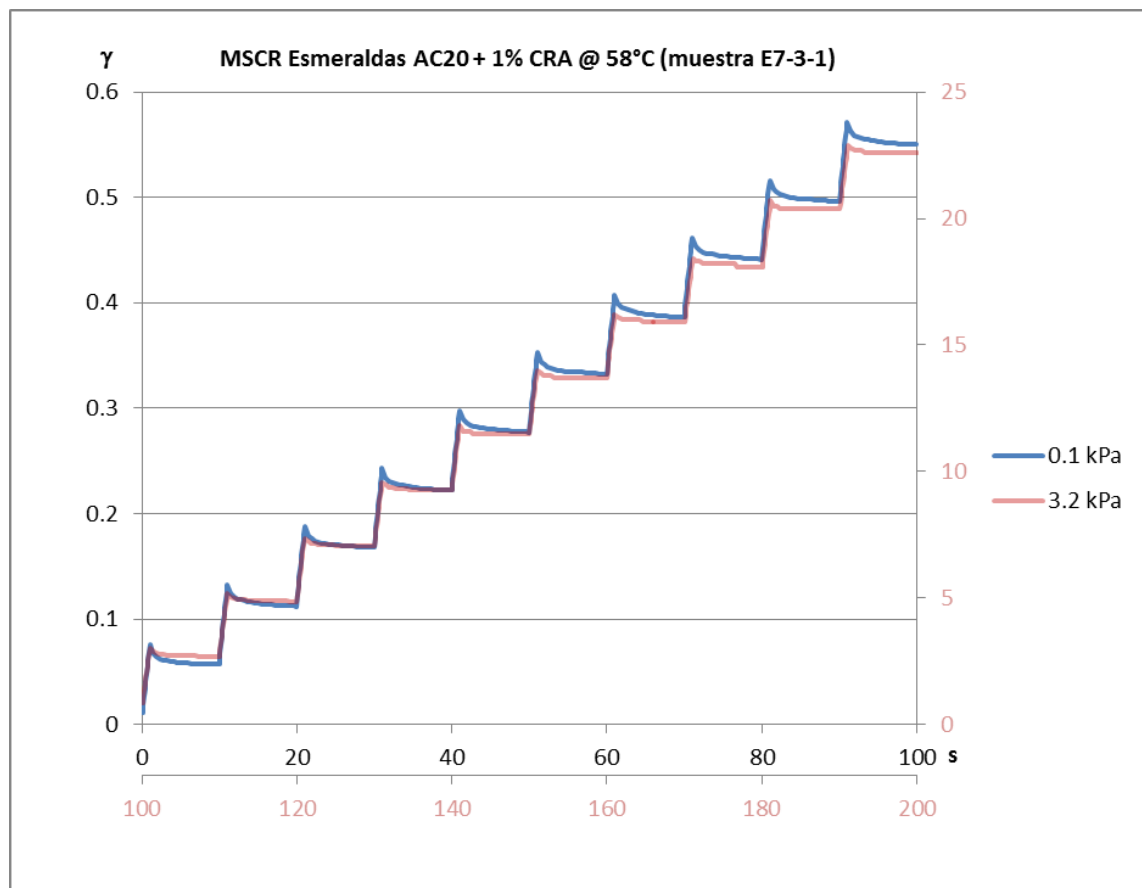
Los resultados de las pruebas se muestran en la Ilustración 41. En esta gráfica resulta evidente que la respuesta elástica del ligante modificado con el

termopolímero RET y PPA, presenta una recuperación elástica considerable comparada con otros ligantes evaluados.

El asfalto modificado con *spray-oil* muestra un comportamiento más plástico ante los ciclos de carga, cumpliendo su propósito de modificación, para ampliar el rango de rigideces en el estudio.

Por otro lado, entre los ligantes cuyo modificador incluye EVA (BBM-EVA 601 y BBM-WRK-2), el EVA logró una mejor recuperación elástica con las proporciones utilizadas, confirmándose lo obtenido en el estudio de Segovia & Botasso (2011), cuyo resumen puede observarse en la Ilustración 30.

Ilustración 42. Curva MSCR del ligante modificado con *spray-oil*



El resumen de los cálculos de sensibilidad en recuperación elástica y *creep compliance* no recuperable, respecto a los dos niveles de esfuerzo de corte utilizados, se encuentra en la Tabla 34 (muestra CRA), Tabla 35 (muestra AC20), Tabla 36 (muestras WRK), Tabla 37 (muestra EVA) y Tabla 38 (muestra RET).

Tabla 34. Resumen de parámetros MSCR en el ligante modificado con spray-oil

| ciclo       | $\tau$ [kPa] | $\epsilon_0$ | $\epsilon_c$ | $\epsilon_1$ | $\epsilon_r$ | $\epsilon_{10}$ | $\epsilon_{r(100)}$ | $\epsilon_{r(3200)}$ | $J_{nr(0.1)}$ | $J_{nr(3.2)}$ |
|-------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-----------------|---------------------|----------------------|---------------|---------------|
| 1           | 0.1          | 0.0111       | 0.0756       | 0.0645       | 0.0568       | 0.0457          | 29.1                |                      | 0.457         |               |
| 2           | 0.1          | 0.0678       | 0.1320       | 0.0642       | 0.1120       | 0.0442          | 31.2                |                      | 0.442         |               |
| 3           | 0.1          | 0.1240       | 0.1880       | 0.0640       | 0.1680       | 0.0440          | 31.3                |                      | 0.440         |               |
| 4           | 0.1          | 0.1790       | 0.2430       | 0.0640       | 0.2230       | 0.0440          | 31.3                |                      | 0.440         |               |
| 5           | 0.1          | 0.2340       | 0.2980       | 0.0640       | 0.2770       | 0.0430          | 32.8                |                      | 0.430         |               |
| 6           | 0.1          | 0.2880       | 0.3530       | 0.0650       | 0.3320       | 0.0440          | 32.3                |                      | 0.440         |               |
| 7           | 0.1          | 0.3430       | 0.4070       | 0.0640       | 0.3870       | 0.0440          | 31.3                |                      | 0.440         |               |
| 8           | 0.1          | 0.3980       | 0.4620       | 0.0640       | 0.4410       | 0.0430          | 32.8                |                      | 0.430         |               |
| 9           | 0.1          | 0.4520       | 0.5160       | 0.0640       | 0.4960       | 0.0440          | 31.3                |                      | 0.440         |               |
| 10          | 0.1          | 0.5070       | 0.5710       | 0.0640       | 0.5500       | 0.0430          | 32.8                |                      | 0.430         |               |
| 11          | 3.2          | 0.8270       | 3.0000       | 2.1730       | 2.6900       | 1.8630          |                     | 14.3                 |               | 0.582         |
| 12          | 3.2          | 2.9700       | 5.1600       | 2.1900       | 4.8600       | 1.8900          |                     | 13.7                 |               | 0.591         |
| 13          | 3.2          | 5.1400       | 7.3500       | 2.2100       | 7.0500       | 1.9100          |                     | 13.6                 |               | 0.597         |
| 14          | 3.2          | 7.3300       | 9.5600       | 2.2300       | 9.2600       | 1.9300          |                     | 13.5                 |               | 0.603         |
| 15          | 3.2          | 9.5400       | 11.8000      | 2.2600       | 11.5000      | 1.9600          |                     | 13.3                 |               | 0.613         |
| 16          | 3.2          | 11.8000      | 14.0000      | 2.2000       | 13.7000      | 1.9000          |                     | 13.6                 |               | 0.594         |
| 17          | 3.2          | 14.0000      | 16.2000      | 2.2000       | 15.9000      | 1.9000          |                     | 13.6                 |               | 0.594         |
| 18          | 3.2          | 16.2000      | 18.4000      | 2.2000       | 18.1000      | 1.9000          |                     | 13.6                 |               | 0.594         |
| 19          | 3.2          | 18.4000      | 20.7000      | 2.3000       | 20.4000      | 2.0000          |                     | 13.0                 |               | 0.625         |
| 20          | 3.2          | 20.6000      | 22.9000      | 2.3000       | 22.6000      | 2.0000          |                     | 13.0                 |               | 0.625         |
| <b>Prom</b> |              |              |              |              |              |                 | 31.6                | 13.5                 | 0.439         | 0.602         |
|             |              |              |              |              |              |                 | <b>R diff</b>       | <b>Jnr - diff</b>    |               |               |
|             |              |              |              |              |              |                 | <b>57.2</b>         | <b>37.1</b>          |               |               |

Ilustración 43. Curva MSCR del ligante AC-20

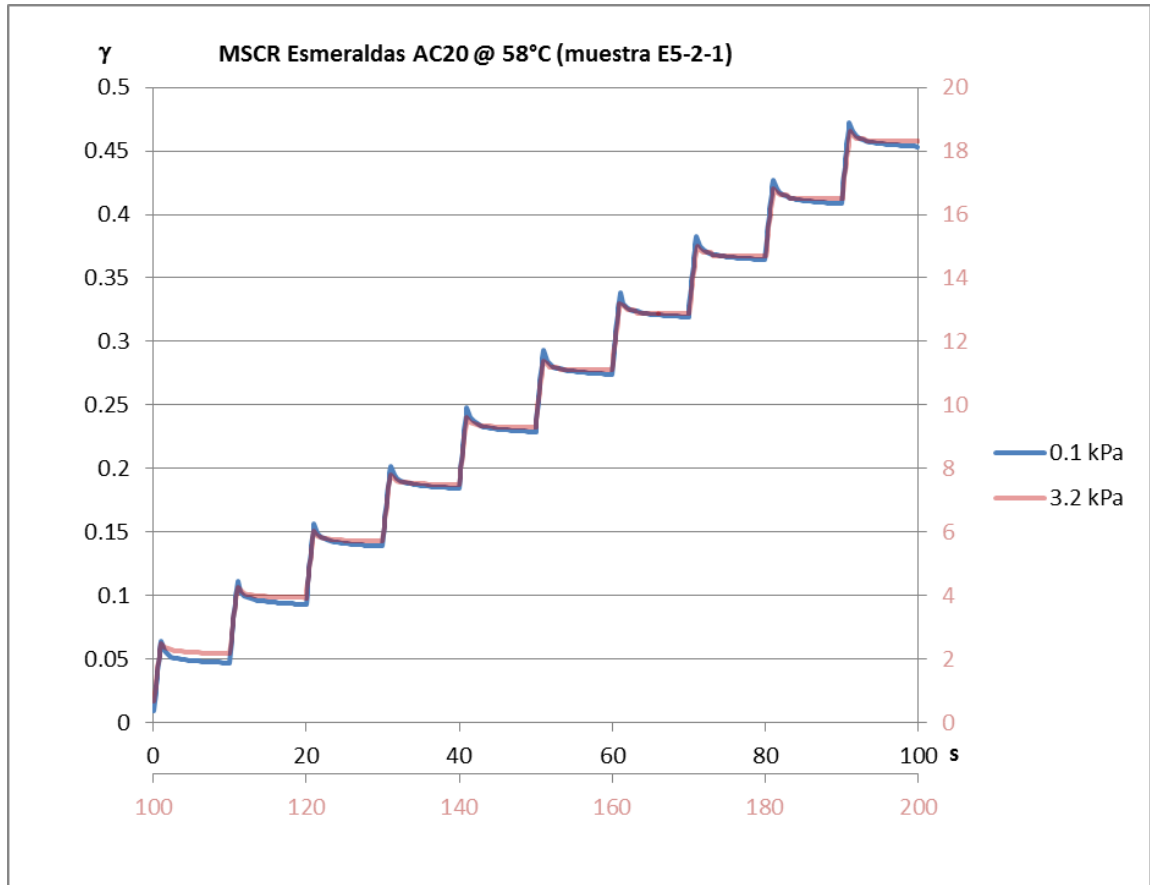


Tabla 35. Resumen de parámetros MSCR en el ligante AC-20

| ciclo       | $\tau$ [kPa] | $\epsilon_0$ | $\epsilon_c$ | $\epsilon_1$ | $\epsilon_r$ | $\epsilon_{10}$ | $\epsilon_{r(100)}$ | $\epsilon_{r(3200)}$ | $J_{nr(0.1)}$ | $J_{nr(3.2)}$ |  |
|-------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-----------------|---------------------|----------------------|---------------|---------------|--|
| 1           | 0.1          | 0.0095       | 0.0639       | 0.0544       | 0.0471       | 0.0376          | 30.9                |                      | 0.376         |               |  |
| 2           | 0.1          | 0.0566       | 0.1110       | 0.0544       | 0.0931       | 0.0365          | 32.9                |                      | 0.365         |               |  |
| 3           | 0.1          | 0.1030       | 0.1570       | 0.0540       | 0.1390       | 0.0360          | 33.3                |                      | 0.360         |               |  |
| 4           | 0.1          | 0.1480       | 0.2020       | 0.0540       | 0.1840       | 0.0360          | 33.3                |                      | 0.360         |               |  |
| 5           | 0.1          | 0.1930       | 0.2480       | 0.0550       | 0.2290       | 0.0360          | 34.5                |                      | 0.360         |               |  |
| 6           | 0.1          | 0.2390       | 0.2930       | 0.0540       | 0.2740       | 0.0350          | 35.2                |                      | 0.350         |               |  |
| 7           | 0.1          | 0.2840       | 0.3380       | 0.0540       | 0.3190       | 0.0350          | 35.2                |                      | 0.350         |               |  |
| 8           | 0.1          | 0.3290       | 0.3830       | 0.0540       | 0.3640       | 0.0350          | 35.2                |                      | 0.350         |               |  |
| 9           | 0.1          | 0.3730       | 0.4270       | 0.0540       | 0.4090       | 0.0360          | 33.3                |                      | 0.360         |               |  |
| 10          | 0.1          | 0.4180       | 0.4720       | 0.0540       | 0.4530       | 0.0350          | 35.2                |                      | 0.350         |               |  |
| 11          | 3.2          | 0.6930       | 2.5000       | 1.8070       | 2.1800       | 1.4870          |                     | 17.7                 |               | 0.465         |  |
| 12          | 3.2          | 2.4200       | 4.2500       | 1.8300       | 3.9300       | 1.5100          |                     | 17.5                 |               | 0.472         |  |
| 13          | 3.2          | 4.1800       | 6.0200       | 1.8400       | 5.7100       | 1.5300          |                     | 16.8                 |               | 0.478         |  |
| 14          | 3.2          | 5.9500       | 7.8100       | 1.8600       | 7.4900       | 1.5400          |                     | 17.2                 |               | 0.481         |  |
| 15          | 3.2          | 7.7300       | 9.6000       | 1.8700       | 9.2900       | 1.5600          |                     | 16.6                 |               | 0.488         |  |
| 16          | 3.2          | 9.5300       | 11.4000      | 1.8700       | 11.1000      | 1.5700          |                     | 16.0                 |               | 0.491         |  |
| 17          | 3.2          | 11.3000      | 13.2000      | 1.9000       | 12.9000      | 1.6000          |                     | 15.8                 |               | 0.500         |  |
| 18          | 3.2          | 13.1000      | 15.0000      | 1.9000       | 14.7000      | 1.6000          |                     | 15.8                 |               | 0.500         |  |
| 19          | 3.2          | 14.9000      | 16.8000      | 1.9000       | 16.5000      | 1.6000          |                     | 15.8                 |               | 0.500         |  |
| 20          | 3.2          | 16.7000      | 18.6000      | 1.9000       | 18.3000      | 1.6000          |                     | 15.8                 |               | 0.500         |  |
| <b>Prom</b> |              |              |              |              |              |                 | 33.9                | 16.5                 | 0.358         | 0.487         |  |
|             |              |              |              |              |              |                 | <b>R diff</b>       | <b>Jnr - diff</b>    |               |               |  |
|             |              |              |              |              |              |                 | <b>51.3</b>         | <b>36.1</b>          |               |               |  |

Ilustración 44. Curva MSCR del ligante modificado con BBM-WRK-2

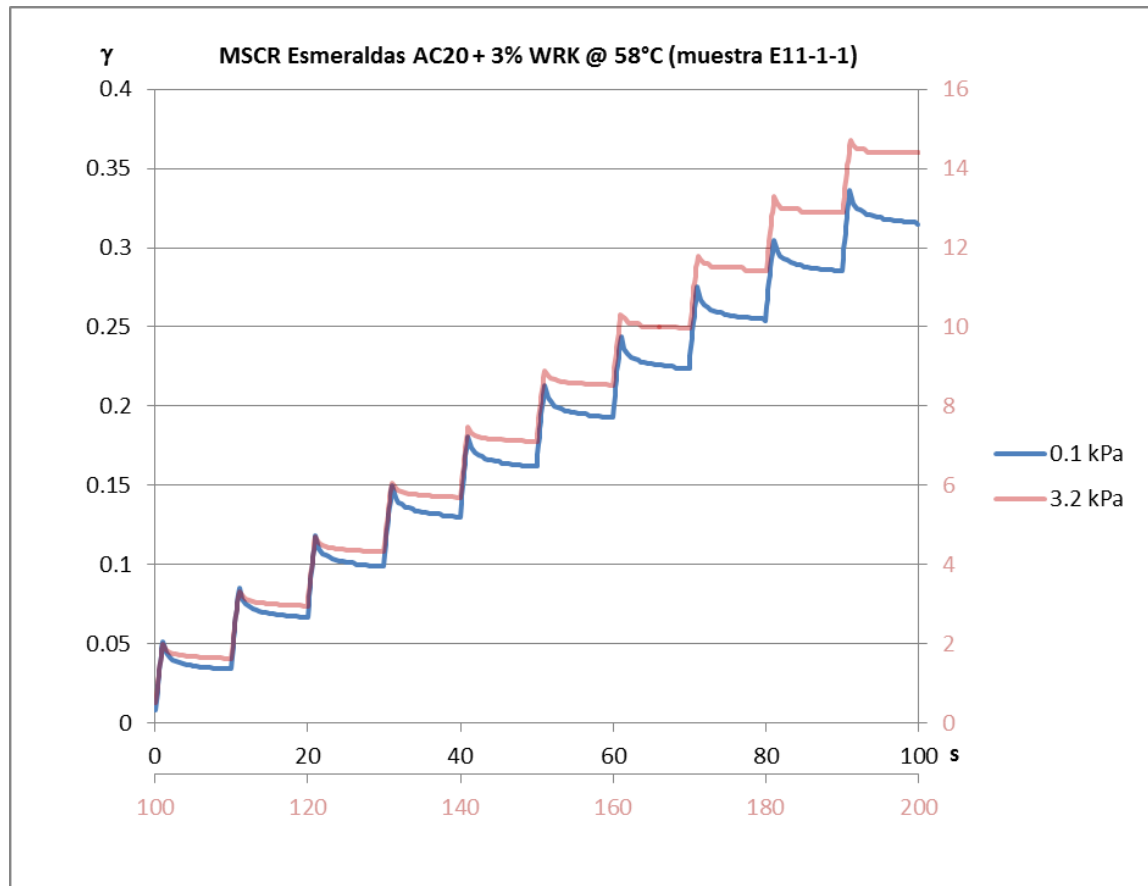


Tabla 36. Resumen de parámetros MSCR en el ligante modificado con BBM-WRK-2

| ciclo       | $\tau$ [kPa] | $\epsilon_0$ | $\epsilon_c$ | $\epsilon_1$ | $\epsilon_r$ | $\epsilon_{10}$ | $\epsilon_{r(100)}$ | $\epsilon_{r(3200)}$ | $J_{nr(0.1)}$     | $J_{nr(3.2)}$ |
|-------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-----------------|---------------------|----------------------|-------------------|---------------|
| 1           | 0.1          | 0.0083       | 0.0516       | 0.0433       | 0.0341       | 0.0258          | 40.4                |                      | 0.258             |               |
| 2           | 0.1          | 0.0424       | 0.0855       | 0.0431       | 0.0667       | 0.0243          | 43.6                |                      | 0.243             |               |
| 3           | 0.1          | 0.0750       | 0.1180       | 0.0430       | 0.0987       | 0.0237          | 44.9                |                      | 0.237             |               |
| 4           | 0.1          | 0.1070       | 0.1500       | 0.0430       | 0.1300       | 0.0230          | 46.5                |                      | 0.230             |               |
| 5           | 0.1          | 0.1390       | 0.1810       | 0.0420       | 0.1620       | 0.0230          | 45.2                |                      | 0.230             |               |
| 6           | 0.1          | 0.1700       | 0.2130       | 0.0430       | 0.1930       | 0.0230          | 46.5                |                      | 0.230             |               |
| 7           | 0.1          | 0.2010       | 0.2440       | 0.0430       | 0.2240       | 0.0230          | 46.5                |                      | 0.230             |               |
| 8           | 0.1          | 0.2320       | 0.2750       | 0.0430       | 0.2540       | 0.0220          | 48.8                |                      | 0.220             |               |
| 9           | 0.1          | 0.2630       | 0.3050       | 0.0420       | 0.2850       | 0.0220          | 47.6                |                      | 0.220             |               |
| 10          | 0.1          | 0.2930       | 0.3360       | 0.0430       | 0.3150       | 0.0220          | 48.8                |                      | 0.220             |               |
| 11          | 3.2          | 0.5270       | 1.9900       | 1.4630       | 1.6300       | 1.1030          |                     | 24.6                 |                   | 0.345         |
| 12          | 3.2          | 1.8400       | 3.3300       | 1.4900       | 2.9600       | 1.1200          |                     | 24.8                 |                   | 0.350         |
| 13          | 3.2          | 3.1800       | 4.6900       | 1.5100       | 4.3200       | 1.1400          |                     | 24.5                 |                   | 0.356         |
| 14          | 3.2          | 4.5400       | 6.0700       | 1.5300       | 5.7000       | 1.1600          |                     | 24.2                 |                   | 0.363         |
| 15          | 3.2          | 5.9200       | 7.4700       | 1.5500       | 7.1100       | 1.1900          |                     | 23.2                 |                   | 0.372         |
| 16          | 3.2          | 7.3300       | 8.9000       | 1.5700       | 8.5300       | 1.2000          |                     | 23.6                 |                   | 0.375         |
| 17          | 3.2          | 8.7600       | 10.3000      | 1.5400       | 9.9800       | 1.2200          |                     | 20.8                 |                   | 0.381         |
| 18          | 3.2          | 10.2000      | 11.8000      | 1.6000       | 11.4000      | 1.2000          |                     | 25.0                 |                   | 0.375         |
| 19          | 3.2          | 11.7000      | 13.3000      | 1.6000       | 12.9000      | 1.2000          |                     | 25.0                 |                   | 0.375         |
| 20          | 3.2          | 13.1000      | 14.7000      | 1.6000       | 14.4000      | 1.3000          |                     | 18.7                 |                   | 0.406         |
| <b>Prom</b> |              |              |              |              |              |                 | 45.9                | 23.4                 | 0.232             | 0.370         |
|             |              |              |              |              |              |                 | <b>R diff</b>       |                      | <b>Jnr - diff</b> |               |
|             |              |              |              |              |              |                 | <b>48.9</b>         |                      | <b>59.5</b>       |               |

Ilustración 45. Curva MSCR del ligante modificado con BBM-EVA-601

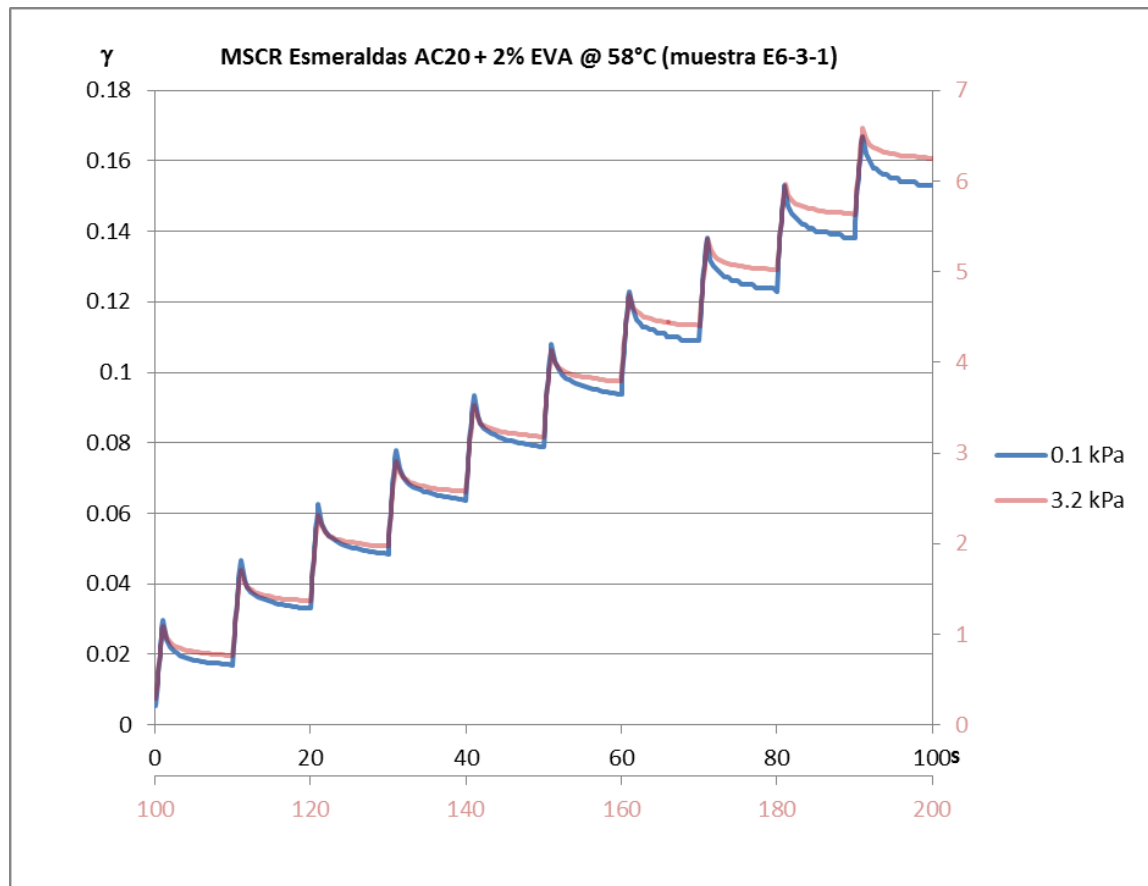


Tabla 37. Resumen de parámetros MSCR en el ligante modificado con BBM-EVA-601

| ciclo       | $\tau$ [kPa] | $\epsilon_0$ | $\epsilon_c$ | $\epsilon_1$ | $\epsilon_r$ | $\epsilon_{10}$ | $\epsilon_{r(100)}$ | $\epsilon_{r(3200)}$ | $J_{nr(0.1)}$     | $J_{nr(3.2)}$ |
|-------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-----------------|---------------------|----------------------|-------------------|---------------|
| 1           | 0.1          | 0.0054       | 0.0298       | 0.0244       | 0.0170       | 0.0116          | 52.5                |                      | 0.116             |               |
| 2           | 0.1          | 0.0223       | 0.0466       | 0.0243       | 0.0330       | 0.0107          | 56.0                |                      | 0.107             |               |
| 3           | 0.1          | 0.0383       | 0.0626       | 0.0243       | 0.0485       | 0.0102          | 58.0                |                      | 0.102             |               |
| 4           | 0.1          | 0.0538       | 0.0780       | 0.0242       | 0.0638       | 0.0100          | 58.7                |                      | 0.100             |               |
| 5           | 0.1          | 0.0691       | 0.0933       | 0.0242       | 0.0788       | 0.0097          | 59.9                |                      | 0.097             |               |
| 6           | 0.1          | 0.0841       | 0.1080       | 0.0239       | 0.0938       | 0.0097          | 59.4                |                      | 0.097             |               |
| 7           | 0.1          | 0.0991       | 0.1230       | 0.0239       | 0.1090       | 0.0099          | 58.6                |                      | 0.099             |               |
| 8           | 0.1          | 0.1140       | 0.1380       | 0.0240       | 0.1230       | 0.0090          | 62.5                |                      | 0.090             |               |
| 9           | 0.1          | 0.1290       | 0.1530       | 0.0240       | 0.1380       | 0.0090          | 62.5                |                      | 0.090             |               |
| 10          | 0.1          | 0.1430       | 0.1670       | 0.0240       | 0.1530       | 0.0100          | 58.3                |                      | 0.100             |               |
| 11          | 3.2          | 0.2900       | 1.0900       | 0.8000       | 0.7650       | 0.4750          |                     | 40.6                 |                   | 0.148         |
| 12          | 3.2          | 0.9030       | 1.7000       | 0.7970       | 1.3700       | 0.4670          |                     | 41.4                 |                   | 0.146         |
| 13          | 3.2          | 1.5000       | 2.3100       | 0.8100       | 1.9700       | 0.4700          |                     | 42.0                 |                   | 0.147         |
| 14          | 3.2          | 2.1100       | 2.9100       | 0.8000       | 2.5700       | 0.4600          |                     | 42.5                 |                   | 0.144         |
| 15          | 3.2          | 2.7100       | 3.5200       | 0.8100       | 3.1800       | 0.4700          |                     | 42.0                 |                   | 0.147         |
| 16          | 3.2          | 3.3200       | 4.1300       | 0.8100       | 3.7900       | 0.4700          |                     | 42.0                 |                   | 0.147         |
| 17          | 3.2          | 3.9300       | 4.7400       | 0.8100       | 4.4000       | 0.4700          |                     | 42.0                 |                   | 0.147         |
| 18          | 3.2          | 4.5400       | 5.3600       | 0.8200       | 5.0200       | 0.4800          |                     | 41.5                 |                   | 0.150         |
| 19          | 3.2          | 5.1600       | 5.9700       | 0.8100       | 5.6300       | 0.4700          |                     | 42.0                 |                   | 0.147         |
| 20          | 3.2          | 5.7700       | 6.5900       | 0.8200       | 6.2500       | 0.4800          |                     | 41.5                 |                   | 0.150         |
| <b>Prom</b> |              |              |              |              |              |                 | 58.6                | 41.7                 | 0.100             | 0.147         |
|             |              |              |              |              |              |                 | <b>R diff</b>       |                      | <b>Jnr - diff</b> |               |
|             |              |              |              |              |              |                 | <b>28.8</b>         |                      | <b>47.6</b>       |               |

Ilustración 46. Curva MSCR del ligante modificado con RET+PPA

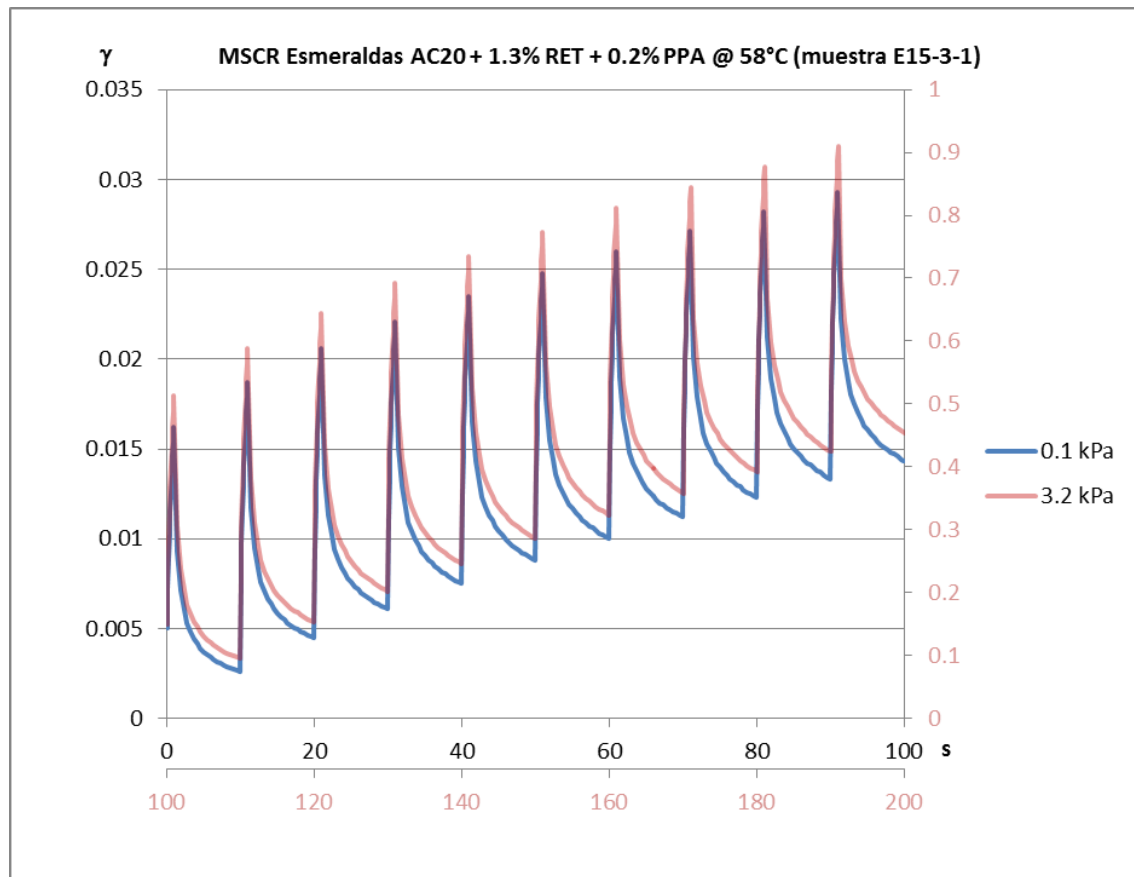


Tabla 38. Resumen de parámetros MSCR en el ligante modificado con RET+PPA

| ciclo       | $\tau$ [kPa] | $\epsilon_0$ | $\epsilon_c$ | $\epsilon_1$ | $\epsilon_r$ | $\epsilon_{10}$ | $\epsilon_{r(100)}$ | $\epsilon_{r(3200)}$ | $J_{nr(0.1)}$ | $J_{nr(3.2)}$ |  |
|-------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-----------------|---------------------|----------------------|---------------|---------------|--|
| 1           | 0.1          | 0.0000       | 0.0162       | 0.0162       | 0.0026       | 0.0026          | 84.0                |                      | 0.026         |               |  |
| 2           | 0.1          | 0.0026       | 0.0187       | 0.0161       | 0.0045       | 0.0019          | 88.3                |                      | 0.019         |               |  |
| 3           | 0.1          | 0.0045       | 0.0206       | 0.0161       | 0.0061       | 0.0016          | 90.1                |                      | 0.016         |               |  |
| 4           | 0.1          | 0.0061       | 0.0221       | 0.0160       | 0.0075       | 0.0014          | 91.1                |                      | 0.014         |               |  |
| 5           | 0.1          | 0.0075       | 0.0235       | 0.0160       | 0.0088       | 0.0013          | 91.9                |                      | 0.013         |               |  |
| 6           | 0.1          | 0.0088       | 0.0248       | 0.0160       | 0.0100       | 0.0012          | 92.4                |                      | 0.012         |               |  |
| 7           | 0.1          | 0.0100       | 0.0260       | 0.0160       | 0.0112       | 0.0012          | 92.5                |                      | 0.012         |               |  |
| 8           | 0.1          | 0.0112       | 0.0271       | 0.0159       | 0.0123       | 0.0011          | 93.1                |                      | 0.011         |               |  |
| 9           | 0.1          | 0.0123       | 0.0282       | 0.0159       | 0.0133       | 0.0010          | 93.7                |                      | 0.010         |               |  |
| 10          | 0.1          | 0.0133       | 0.0293       | 0.0160       | 0.0143       | 0.0010          | 93.8                |                      | 0.010         |               |  |
| 11          | 3.2          | 0.0143       | 0.5140       | 0.4997       | 0.0948       | 0.0805          |                     | 83.9                 |               | 0.025         |  |
| 12          | 3.2          | 0.0948       | 0.5890       | 0.4942       | 0.1530       | 0.0582          |                     | 88.2                 |               | 0.018         |  |
| 13          | 3.2          | 0.1530       | 0.6450       | 0.4920       | 0.2020       | 0.0490          |                     | 90.0                 |               | 0.015         |  |
| 14          | 3.2          | 0.2020       | 0.6930       | 0.4910       | 0.2460       | 0.0440          |                     | 91.0                 |               | 0.014         |  |
| 15          | 3.2          | 0.2460       | 0.7350       | 0.4890       | 0.2860       | 0.0400          |                     | 91.8                 |               | 0.013         |  |
| 16          | 3.2          | 0.2860       | 0.7740       | 0.4880       | 0.3230       | 0.0370          |                     | 92.4                 |               | 0.012         |  |
| 17          | 3.2          | 0.3230       | 0.8110       | 0.4880       | 0.3580       | 0.0350          |                     | 92.8                 |               | 0.011         |  |
| 18          | 3.2          | 0.3580       | 0.8450       | 0.4870       | 0.3920       | 0.0340          |                     | 93.0                 |               | 0.011         |  |
| 19          | 3.2          | 0.3920       | 0.8780       | 0.4860       | 0.4240       | 0.0320          |                     | 93.4                 |               | 0.010         |  |
| 20          | 3.2          | 0.4240       | 0.9090       | 0.4850       | 0.4540       | 0.0300          |                     | 93.8                 |               | 0.009         |  |
| <b>Prom</b> |              |              |              |              |              |                 | 91.1                | 91.1                 | 0.014         | 0.014         |  |
|             |              |              |              |              |              |                 | <b>R diff</b>       | <b>Jnr - diff</b>    |               |               |  |
|             |              |              |              |              |              |                 | <b>0.0</b>          | <b>-3.9</b>          |               |               |  |

En la Tabla 39, puede notarse que el porcentaje de recuperación promedio ( $R_{0.1}$  y  $R_{3.2}$ ) en cada ligante aumenta según la condición de rigidez causada por el grado de modificación del material, con menores valores para el asfalto modificado con spray-oil y la condición más rígida para el ligante con termopolímero RET y PPA. Resulta evidente que al aumentar el nivel de esfuerzo de corte de 0.1 a 3.2 kPa, la recuperación elástica disminuye en cada caso, con excepción del ligante RET, donde no existe alteración apreciable.

Tabla 39. Síntesis de parámetros MSCR en los ligantes estudiados a 58 °C

| Ligante | $R_{0.1}$ | $R_{3.2}$ | $R$ diff | $J_{nr}(0.1)$ | $J_{nr}(3.2)$ | $J_{nr}$ diff |
|---------|-----------|-----------|----------|---------------|---------------|---------------|
| CRA     | 31.6      | 13.5      | 57.2     | 0.439         | 0.602         | 37.1          |
| AC20    | 33.9      | 16.5      | 51.3     | 0.358         | 0.487         | 36.1          |
| WRK     | 45.9      | 23.4      | 48.9     | 0.232         | 0.370         | 59.5          |
| EVA     | 58.6      | 41.7      | 28.8     | 0.100         | 0.147         | 47.6          |
| RET     | 91.1      | 91.1      | 0.0      | 0.014         | 0.014         | -3.9          |

La dependencia al esfuerzo aplicado en el ligante (*creep compliance* no recuperable), disminuye mientras más rígido es el ligante. Además, la diferencia porcentual de *creep compliance* no recuperable ante distintos niveles de esfuerzo, se mantiene bajo 75 % para todos los casos, es decir, en un límite seguro para

minimizar la contribución del ligante a la deformación permanente de la mezcla asfáltica en servicio. Cabe mencionar, que de acuerdo a los resultados obtenidos de  $J_{nr}$ , los ligantes menos rígidos (asfalto base y asfalto modificado con *spray-oil*) son menos susceptibles a los cambios de esfuerzo de corte, que los ligantes modificados con productos EVA (BBM-WRK-2 y BBM-EVA-601). Mientras que el CRA y el AC20 presentan valores de  $J_{nr\ diff}$  de 37.1 y 36.1, respectivamente, el WRK tiene una diferencia porcentual de 59.5 %, comparado con la diferencia del ligante EVA (47.6 %).

El  $J_{nr\ 3.2}$  de los ligantes ensayados tiene valores relativamente bajos (menores a 1.0), comparados con los de la especificación AASHTO MP 19 (ver Tabla 20). Sin embargo, no se ha completado el grupo de ensayos para determinar el grado de ligante conforme a estos criterios.

## 9.5. Resultados WTT

Las pruebas de *wheel tracking* se ejecutaron a lo largo de dos semanas en el laboratorio del LEMaC, en La Plata, Argentina. El tiempo de acondicionamiento de las muestras ensambladas en el molde metálico varió entre 4 y 6 h, ya que en cada jornada de ensayos, se iniciaba una prueba WTT en la mañana y otra en la tarde. Las muestras que iniciaron en la mañana, tuvieron un acondicionamiento de 4 h, mientras que las de la tarde, se acondicionaron en la cabina del equipo desde el inicio de la primera prueba (mañana) para optimizar el tiempo de uso de laboratorio y esto alargó su tiempo de acondicionamiento 2 h más.

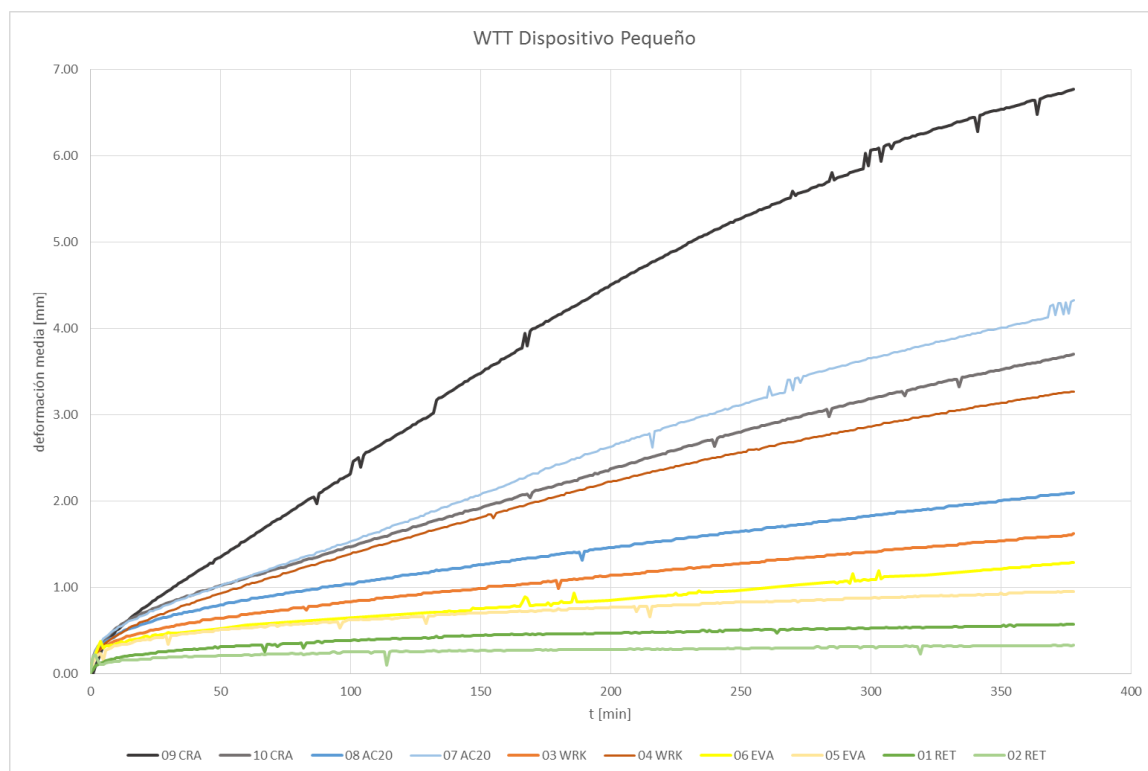
En lo que respecta a la edad de las muestras, se ensayaron a una edad entre 19 y 28 días, debido que las muestras se tuvieron que fabricar en una sola fecha en Ecuador previo a su transporte hacia Argentina, donde la capacidad de ensayo de la máquina WTT y la demora de las muestras 09 CRA, 02 RET, 04 WRK, 05 EVA y 07 AC20, prolongaron el tiempo disponible para la prueba.

Tabla 40. Programación de ensayos WTT

| Muestra               | 03 WRK-2 | 08 AC20  | 06 EVA-601 | 10 CRA   | 01 RET   | 09 CRA   | 02 RET   | 04 WRK   | 05 EVA   | 07 AC20  |
|-----------------------|----------|----------|------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Elaborado             | 29/03/13 | 29/03/13 | 29/03/13   | 29/03/13 | 29/03/13 | 29/03/13 | 29/03/13 | 29/03/13 | 29/03/13 | 29/03/13 |
| Ensayo                | 17/04/13 | 18/04/13 | 19/04/13   | 19/04/13 | 22/04/13 | 23/04/13 | 24/04/13 | 24/04/13 | 25/04/13 | 26/04/13 |
| Inicio ensayo         | ●        | ●        | ●          | ●        | ●        | ●        | ●        | ●        | ●        | ●        |
| Edad al Ensayo [días] | 19       | 20       | 21         | 21       | 24       | 25       | 26       | 26       | 27       | 28       |
| Acondicionamiento [h] | 4        | 4        | 4          | 6        | 4        | 6        | 4        | 6        | 4        | 4        |

En la Tabla 40 se resume la programación de las muestras ensayadas. La Ilustración 47 muestra la comparación de los ensayos de deformación permanente con WTT, para las 10 muestras preparadas.

Ilustración 47. Curvas de deformación en ensayo WTT



En la figura de arriba, se observa que la muestra con peor desempeño, corresponde a la muestra 09 CRA (con ligante modificado con *spray-oil*). Por el contrario, las muestras con mejor comportamiento fueron las preparadas con ligante modificado con termopolímero RET y ácido polifosfórico (01 RET y 02 RET).

En la misma gráfica, puede notarse que no existe una tendencia marcada de deformación permanente en las muestras que usan el ligante modificado con *spray-oil*, con BBM-WRK-2 y las que tienen asfalto base. Se hace evidente que el número de muestras para el análisis es muy limitado.

En la Tabla 41 se han compilado los resultados de los indicadores de deformación permanente de los 10 especímenes ensayados. Los valores críticos corresponden a la muestra 09 CRA. El valor de la pendiente de la curva del ensayo WTT para este espécimen es 0.492, mientras que la profundidad proporcional de huella a los 10 000 ciclos de carga es 13.5 %. Ambos valores se encuentran muy por debajo de

las especificaciones propuestas en el Reino Unido (ver Tabla 18). Por el contrario, comparados con los criterios argentinos, exceden los valores permitidos.

En las siguientes páginas se describen en detalle las pruebas ejecutadas para cada tipo de modificador, con comentarios sobre las muestras, las condiciones del ensayo y los resultados encontrados.

Tabla 41. Resumen de indicadores del ensayo WTT.

| <b>Indice</b>                         | <b>01 RET</b> | <b>02 RET</b> | <b>03 WRK</b> | <b>04 WRK</b> | <b>05 EVA</b> | <b>06 EVA</b> | <b>07 AC20</b> | <b>08 AC20</b> | <b>09 CRA</b> | <b>10 CRA</b> |
|---------------------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------|----------------|---------------|---------------|
| <i>WTS<sub>air</sub></i>              | 0.022         | 0.010         | 0.104         | 0.228         | 0.040         | 0.258         | 0.362          | 0.158          | 0.492         | 0.286         |
| <i>media, mm/10<sup>3</sup>ciclos</i> | 0.016         |               | 0.166         |               | 0.149         |               | 0.260          |                | 0.389         |               |
| <i>PRD<sub>air</sub></i>              | 1.1           | 0.7           | 3.2           | 6.5           | 1.9           | 2.6           | 8.7            | 4.2            | 13.5          | 7.4           |
| <i>media, %</i>                       | 0.9           |               | 4.9           |               | 2.3           |               | 6.5            |                | 10.5          |               |
| <i>RD<sub>air</sub></i>               | 0.6           | 0.3           | 1.6           | 3.3           | 1.0           | 1.3           | 4.3            | 2.1            | 6.8           | 3.7           |
| <i>media, mm</i>                      | 0.5           |               | 2.5           |               | 1.2           |               | 3.2            |                | 5.3           |               |

Nota: Los valores de *PRD<sub>air</sub>* y *RD<sub>air</sub>*, se han calculado a los 10 000 ciclos.

### 9.5.1. Mezclas con termopolímero RET y PPA

Los especímenes fabricados con ligante modificado con el termopolímero RET y PPA, tuvieron un buen desempeño, con un valor medio de profundidad porcentual de huella igual a 0.9 %, en comparación con el límite máximo recomendado para el Reino Unido (21 %, ver Tabla 18). Como se mencionó, esta mezcla fue la que logró el mejor comportamiento entre las 5 combinaciones estudiadas.

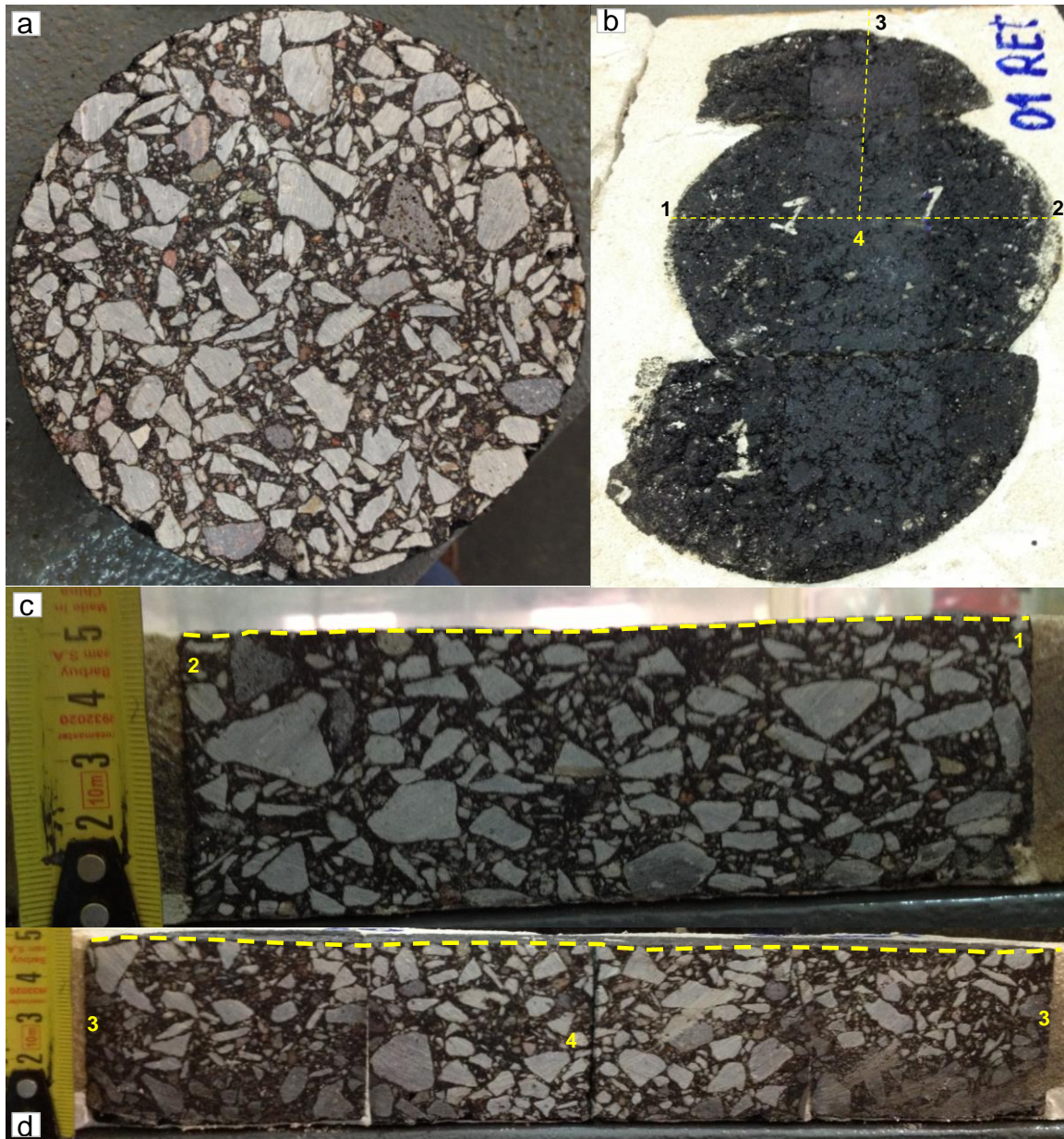
La diferencia de profundidades de huella a los 10 000 ciclos de carga entre los especímenes 01 RET y 02 RET es 0.3 mm y la pendiente de deformación media en esta mezcla es apenas 0.016 mm/1000 ciclos, valor que está muy por debajo del límite máximo de 1.1 mm/1000 ciclos, según la especificación recomendada para el Reino Unido (Tabla 18).

En la Fotografía 38 (a) y en la Fotografía 39 (a) se observa que la estructura del agregado grueso en la muestra 01 RET está ligeramente más concentrada con respecto a la muestra 02 RET.

Los perfiles transversales y longitudinales mostrados en la Fotografía 38 (b,c) y en la Fotografía 39 (b,c) no tienen evidencia de densificación apreciable, debido al paso de la rueda. En las fotografías mencionadas no se encuentran señales de flujo por corte.

En resumen, el efecto de rigidez del ligante, combinado con las propiedades del agregado, contribuyen positivamente en el desempeño de la mezcla ante cargas repetidas de rueda, a una temperatura crítica de operación.

Fotografía 38. Detalle de muestra 01 RET ensayada en WTT



a) Sección paralela a la huella b) Huella en superficie c) Perfil transversal d) Perfil longitudinal

### 9.5.2. Mezclas con BBM-EVA-601

Las mezclas que contienen ligante modificado con BBM-EVA-601, tienen el segundo mejor comportamiento frente a las deformaciones permanentes, después de las mezclas con termopolímero RET y PPA.

Fotografía 39. Detalle de muestra 02 RET ensayada en WTT



a) Sección paralela a la huella b) Muestra durante ensayo c) Perfil transversal d) Perfil longitudinal

La huella promedio luego de 10 000 ciclos tuvo una profundidad de 1.2 *mm*. En la Fotografía 40 (c), correspondiente a la muestra 05 EVA, se observa un pequeño resalte en el perfil transversal de la huella, hacia la derecha, como evidencia de flujo por corte. En contraste, en la Fotografía 41 (c) (muestra 06 EVA) este fenómeno se presenta con mayor magnitud hacia el lado derecho del perfil, mientras que el abultamiento en el lado izquierdo apenas empieza a formarse.

Nótese que el material desplazado por flujo plástico son partículas finas y que la estructura del agregado está distribuida de manera similar en ambos especímenes.

Fotografía 40. Detalle de muestra 05 EVA ensayada en WTT



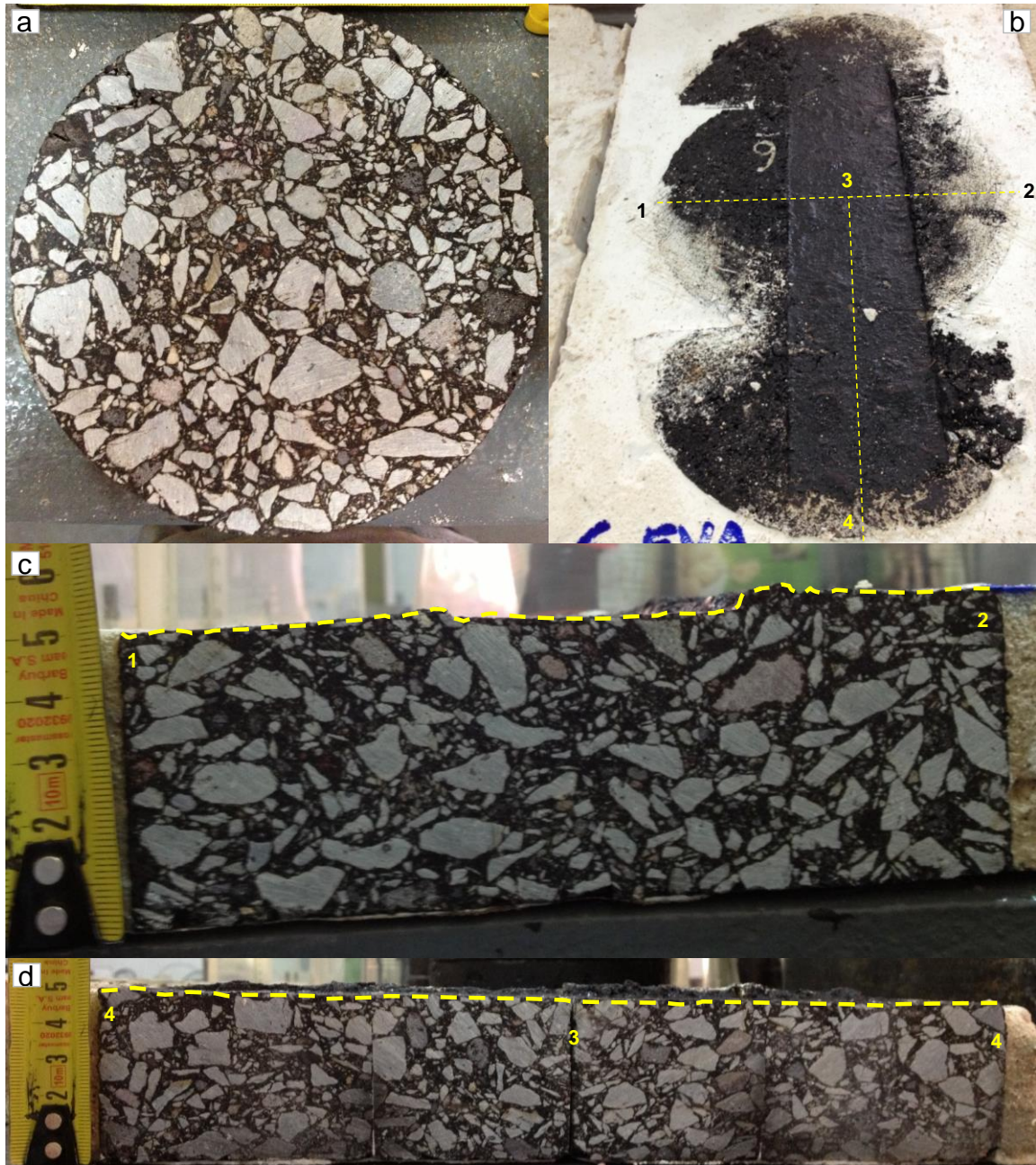
a) Sección paralela a la huella b) Huella en superficie c) Perfil transversal d) Perfil longitudinal

### 9.5.3. Mezclas con BBM-WRK-2

En estas muestras se observó un comportamiento distinto entre sí, con una muestra 03 WRK, más resistente al ahuellamiento que su par 04 WRK. La profundidad de huella porcentual de 03 WRK fue 3.2 %, en tanto que la muestra 04 WRK tuvo un valor de 6.5 % y una deformación promedio de 3.3 mm.

En la Fotografía 42 (b), se puede apreciar que la huella en la muestra 03 WRK es uniforme en su recorrido, con excepción del extremo inferior izquierdo, donde se forma un abultamiento debido a flujo por corte. Por otro lado, la muestra 04 WRK tiene una pendiente pronunciada desde el inicio del recorrido hasta la primera junta.

Fotografía 41. Detalle de muestra 06 EVA ensayada en WTT



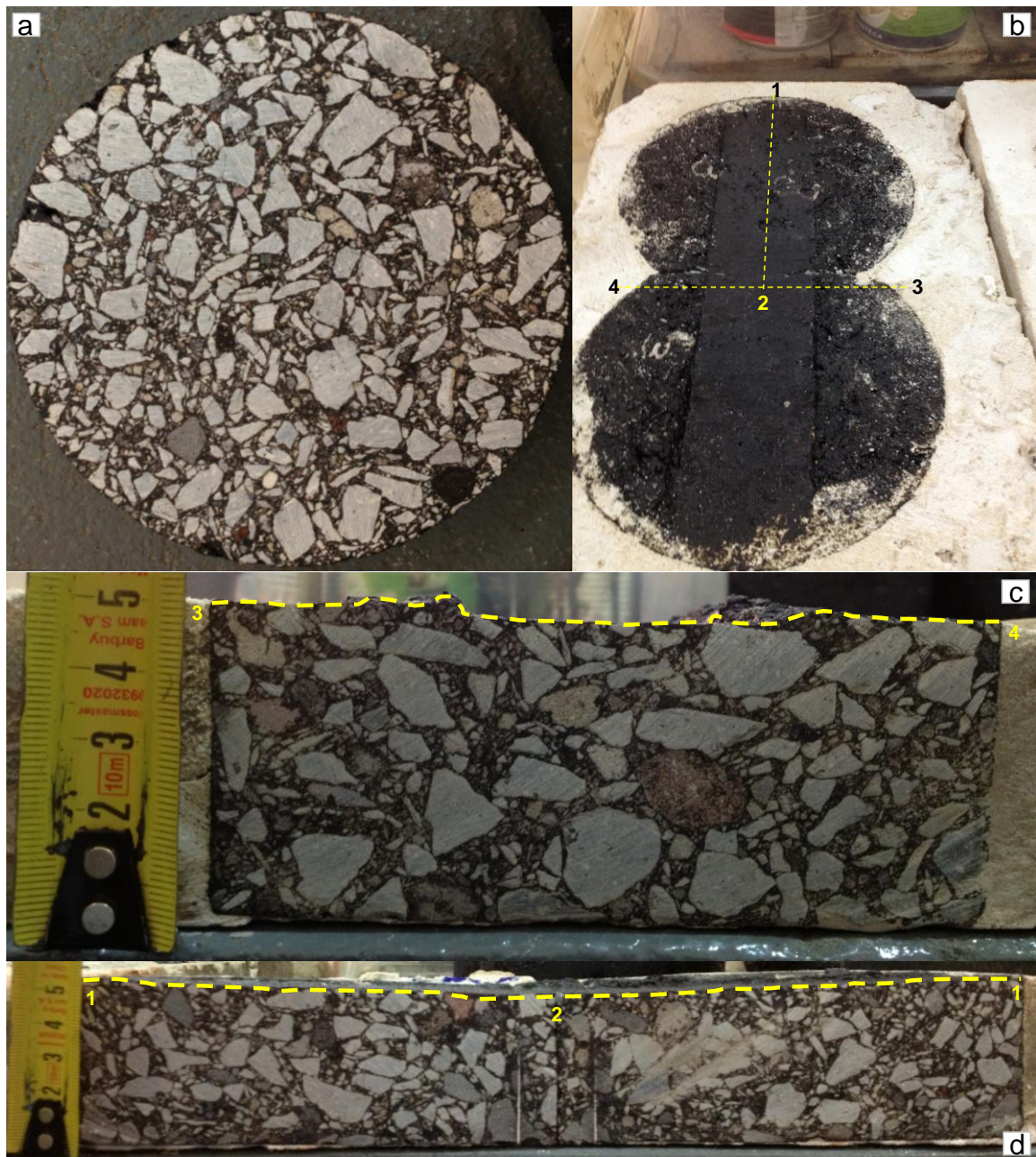
a) Sección paralela a la huella b) Huella en superficie c) Perfil transversal d) Perfil longitudinal

Luego, la pendiente de huella cambia de sentido hasta una línea cercana a la horizontal, en la región central de la muestra (Fotografía 43 [d]). La huella está flanqueada por protuberancias formadas por flujo del material.

El perfil transversal de la huella de la muestra 04 WRK muestra signos de densificación y desplazamiento lateral. En comparación con la muestra 03 WRK, donde en la Fotografía 42 (c) se nota un acomodo de partículas gruesas con sus caras en contacto en toda la profundidad de la muestra, la muestra 04 WRK ha

llegado a una estado similar de acomodo luego de la deformación inicial, lo que parece haber limitado la profundización de la huella y conducido a una acumulación de material por flujo en los costados de la misma, como se puede ver en la Fotografía 43 (c).

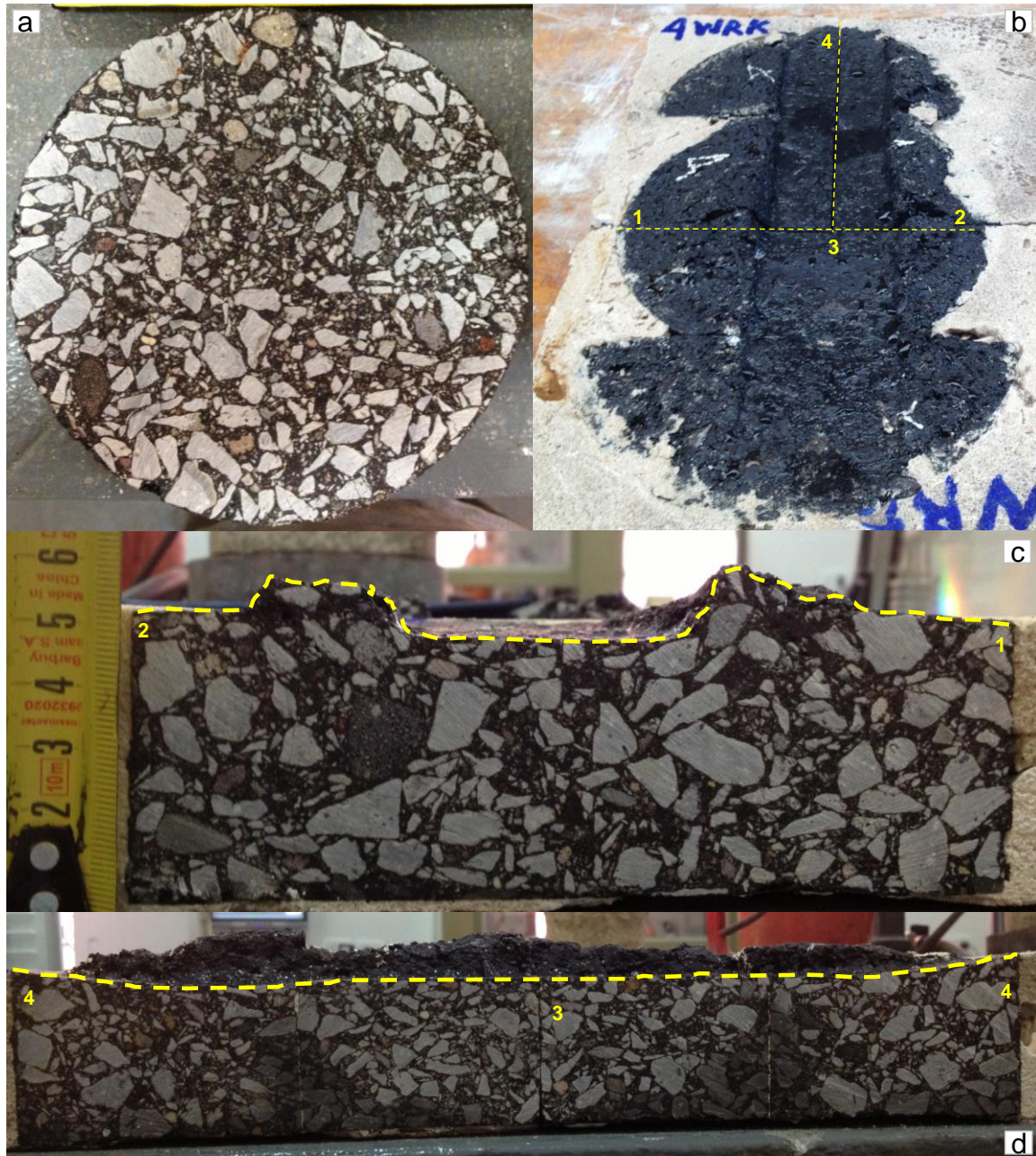
Fotografía 42. Detalle de muestra 03 WRK ensayada en WTT



a) Sección paralela a la huella b) Huella en superficie c) Perfil transversal d) Perfil longitudinal

El valor medio del parámetro  $WTS_{air}$  fue  $0.166 \text{ mm}/1000 \text{ ciclos}$ , lo cual se encuentra lejos de los límites de referencia mencionados (Tabla 18).

Fotografía 43. Detalle de muestra 04 WRK ensayada en WTT



a) Sección paralela a la huella b) Huella en superficie c) Perfil transversal d) Perfil longitudinal

#### 9.5.4. Mezclas con AC-20

Las muestras con ligante no modificado (AC-20) han tenido una diferencia de comportamiento, de manera similar a lo ocurrido con los especímenes con ligante modificado con BBM-WRK-2.

La profundidad de huella en la muestra 07 AC20 fue 4.3 *mm* y en la muestra 08 AC20 el valor luego de 10 000 ciclos fue 2.1 *mm*.

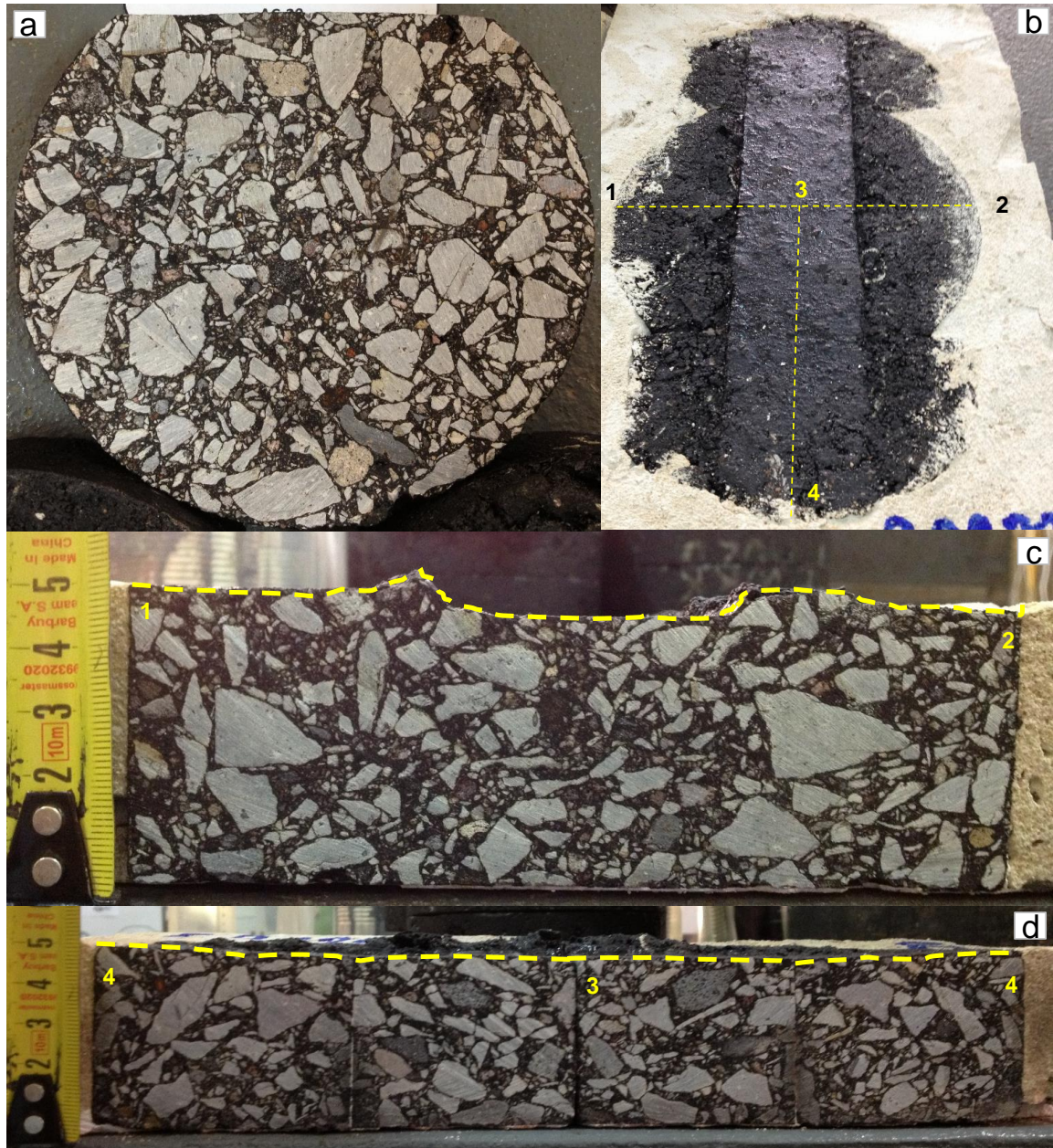
Fotografía 44. Detalle de muestra 07 AC20 ensayada en WTT



a) Sección paralela a la huella b) Huella en superficie c) Perfil transversal d) Perfil longitudinal

La profundidad proporcional de huella,  $PRD_{air}$ , en la muestra 07 AC20 fue la segunda más alta entre los 10 especímenes ensayados, con un valor de 8.7 %.

Fotografía 45. Detalle de muestra 08 AC20 ensayada en WTT

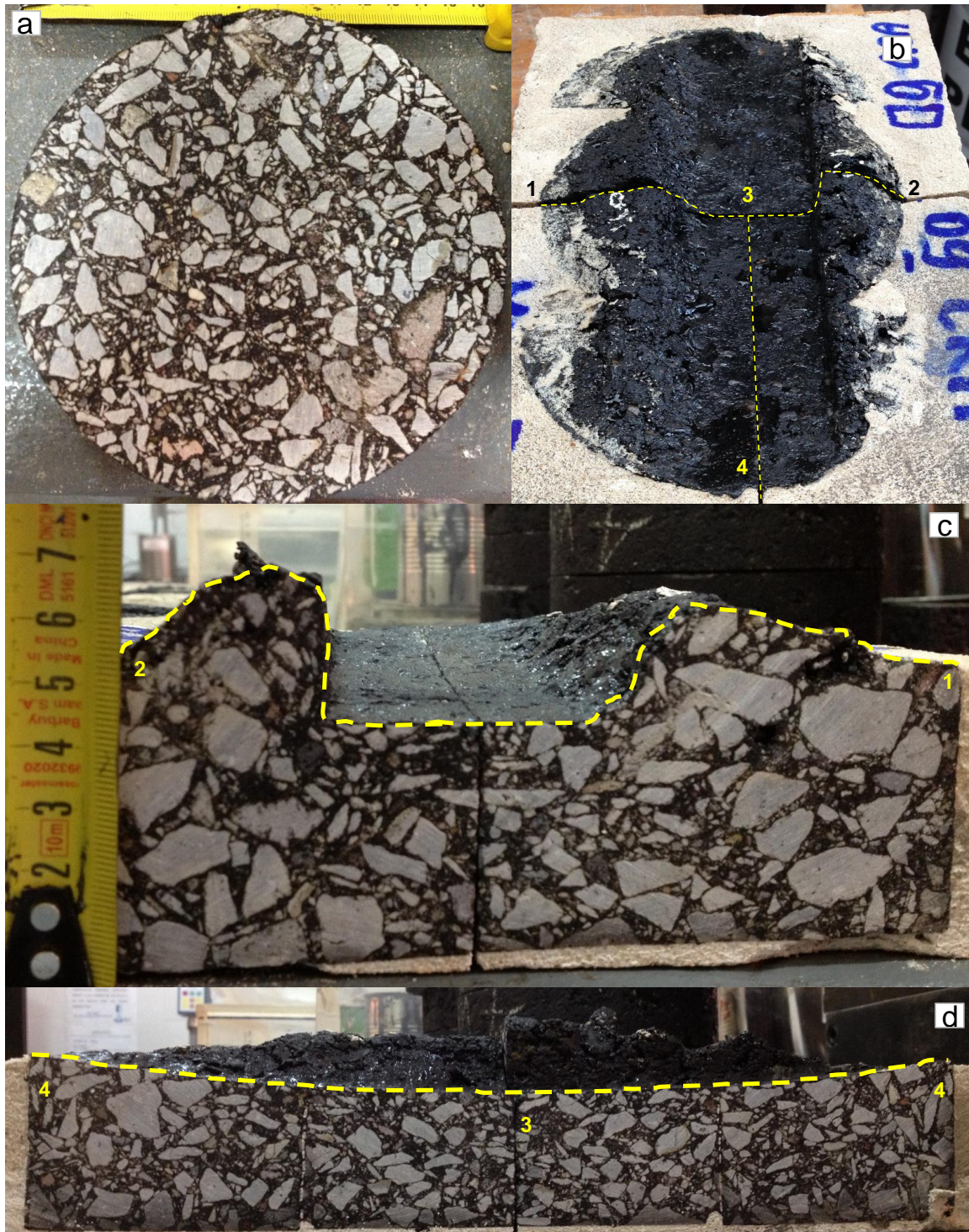


a) Sección paralela a la huella b) Huella en superficie c) Perfil transversal d) Perfil longitudinal

En la Fotografía 44 (c), puede observarse que la magnitud de flujo de material por acción de corte, en la muestra 07 AC20, es mayor que en otras muestras presentadas anteriormente. Sin embargo, en la misma fotografía (a), es evidente que la estructura del agregado se mantiene similar a otras muestras fabricadas con ligantes modificados, lo que sugiere que en este caso, el efecto de la rigidez del ligante ha contribuido a un desempeño más pobre frente al paso repetido de la rueda de carga.

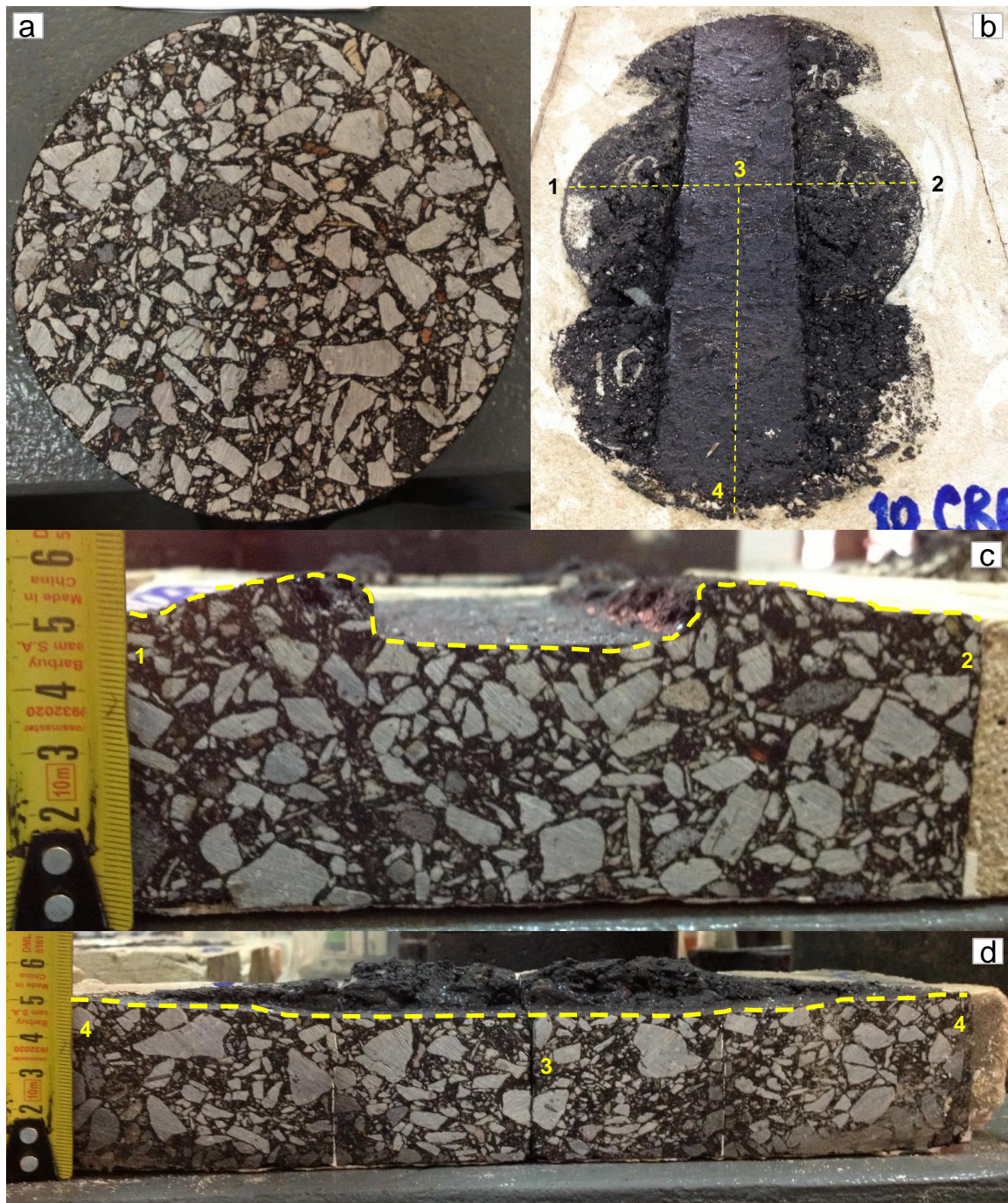
Por lo tanto, extraña que el comportamiento de la mezcla 08 AC20 difiera en sus indicadores de desempeño respecto a la muestra 07 AC20, siendo incluso mejor que el de la mezcla 04 WRK. Como se comentó, el número de muestras ensayadas no permite marcar una tendencia.

Fotografía 46. Detalle de muestra 09 CRA ensayada en WTT



a) Sección paralela a la huella b) Huella en superficie c) Perfil transversal d) Perfil longitudinal

Fotografía 47. Detalle de muestra 10 CRA ensayada en WTT



a) Sección paralela a la huella b) Huella en superficie c) Perfil transversal d) Perfil longitudinal

### 9.5.5. Mezclas con spray-oil

Los especímenes con *spray-oil*, fueron concebidos para conseguir el límite bajo de rigideces del estudio, y por lo tanto se esperaba el peor desempeño de la serie. La muestra 09 CRA tuvo una huella acumulada de 6.8 *mm*, lo que representa un valor de profundidad de huella proporcional de 13.5 %.

Una vez más, la tendencia no fue confirmada por su muestra par, ya que los valores de la mezcla 10 CRA (profundidad de huella de 3.7 mm y  $PRD_{air}$  de 7.4 %) son menores a los de la mezcla 07 AC20.

En la Fotografía 46 (c), donde se presenta el perfil transversal de la huella del espécimen 09 CRA, se observa que el desplazamiento de material por efecto del flujo por corte es más pronunciado que en otras muestras. En la Fotografía 47 (d) se nota que la acumulación de material desplazado es mayor en la región central.

### 9.5.6. Distribución de la temperatura en el ensayo WTT

Según lo expuesto en secciones anteriores, el desarrollo de la deformación permanente, depende entre otros factores, de la temperatura de la mezcla. Por esta razón, en la Tabla 42, se resumen los promedios y la desviación estándar de la temperatura del aire dentro de la cámara de ensayo.

Tabla 42. Valores registrados de temperatura del aire en la cámara WTT, °C

|           | 01 RET | 02 RET | 03 WRK | 04 WRK | 05 EVA | 06 EVA | 07 AC20 | 08 AC20 | 09 CRA | 10 CRA |
|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|--------|--------|
| Promedio  | 60.51  | 60.50  | 60.52  | 60.49  | 60.51  | 60.46  | 60.54   | 60.49   | 60.48  | 60.40  |
| Des. Est. | 0.47   | 0.48   | 0.51   | 0.49   | 0.48   | 0.65   | 0.48    | 0.50    | 0.65   | 1.28   |

Los datos de la tabla anterior, demuestran que la temperatura del aire en la cámara se encuentra alrededor de 60.5 °C, con una desviación estándar cercana a 0.5 °C, con excepción de la muestra 10 CRA, cuya desviación estándar fue de 1.28 °C. Debe mencionarse que durante las pruebas de WTT, no se colocaron muestras de referencia para controlar la temperatura dentro de la mezcla, que según la norma BS EN 12697-22, puede tener un rango de variación de  $\pm 1$  °C.

### 9.6. Análisis de correlación

Se ha estudiado la relación entre las variables del ligante y de la mezcla asfáltica. Por parte del ligante, se ha trabajado con el  $J_{nr 3.2}$ , obtenido en las pruebas MSCR a 58 °C, mientras que las variables elegidas de la mezcla asfáltica han sido el  $RD_{air}$  a 10 000 ciclos de carga y el  $WTS_{air}$  obtenidas a partir de ensayos WTT a 60 °C.

En la Ilustración 48 se muestra una representación de los valores de las variables  $J_{nr 3.2}$  y  $RD_{air}$ , correspondientes a los cinco tipos de ligantes y los 10 especímenes ensayados en el *wheel tracking*.

Ilustración 48. Correlación entre  $J_{nr\ 3,2}$ , 58 °C y  $RD_{air}$  a 10000 ciclos, 60 °C

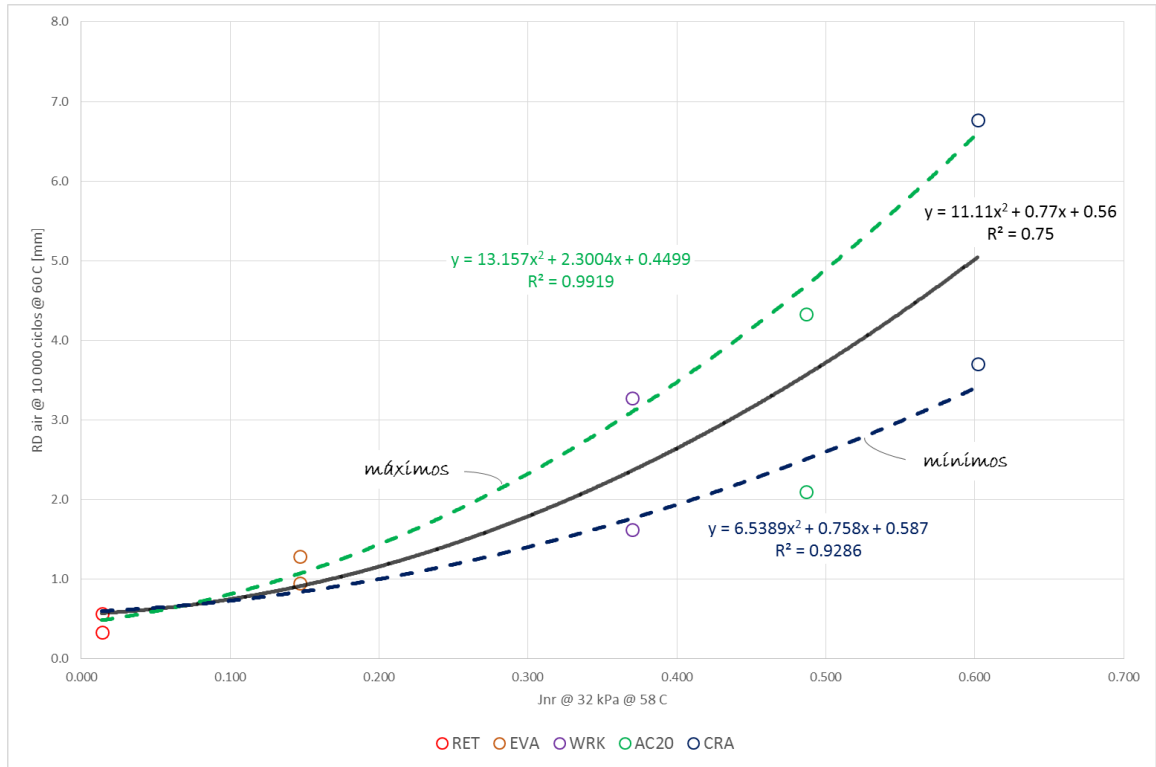
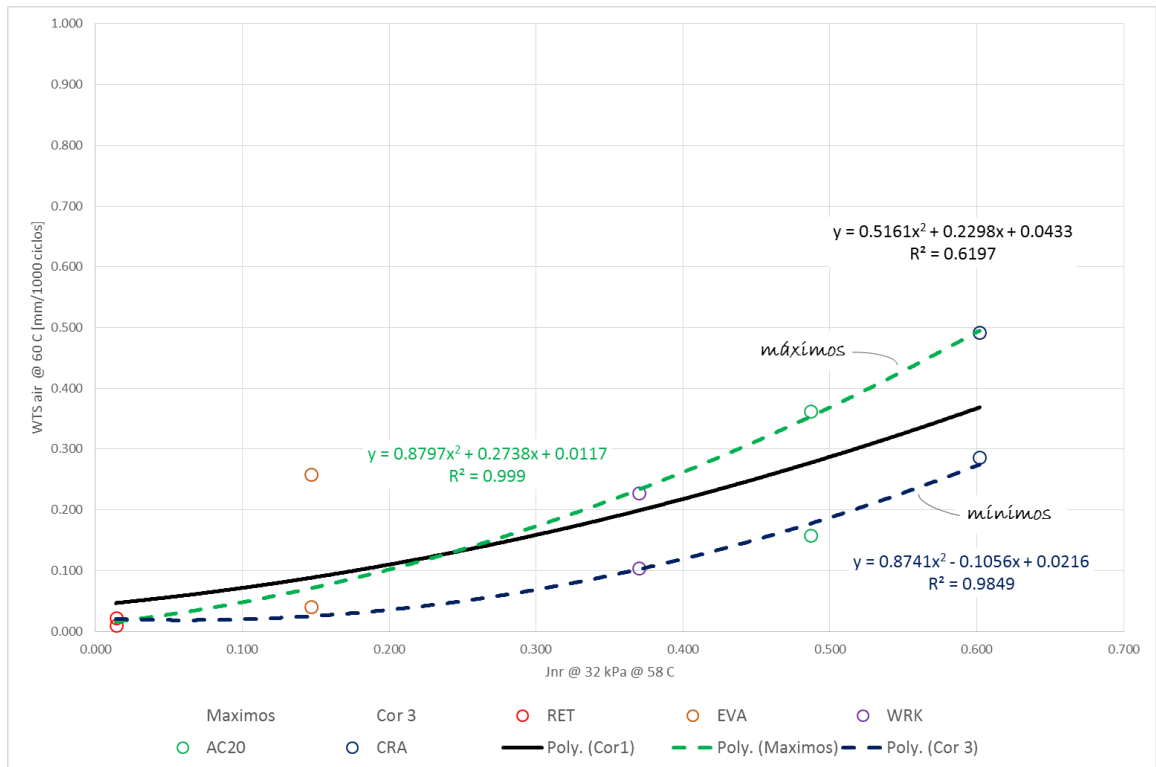


Ilustración 49. Correlación entre  $J_{nr\ 3,2}$ , 58 °C y  $WTS_{air}$ , 60 °C



Nótese que el coeficiente de determinación para las 10 muestras es 0.75, con una función polinómica de segundo grado. Se observa que la dispersión de los valores de las muestras fabricadas con *spray-oil*, AC-20 y BBM-WRK-2, alrededor de la línea de tendencia (en negro) es mucho mayor que la de las muestras más rígidas (modificadas con BBM-EVA-601 y con termopolímero RET más PPa).

Se han realizado análisis por separado para los valores máximos (tendencia en línea entrecortada verde) de  $RD_{air}$  de los especímenes, así como para los valores mínimos (línea de tendencia entrecortada azul), con excepción de las muestras 01 RET, 02 RET, 05 EVA y 06 EVA, en los cuales se han incluido ambos valores. En los dos casos, el coeficiente de determinación se incrementó hasta valores de 0.99 para valores máximos y 0.93 para valores mínimos.

En el caso del análisis de las variables  $J_{nr\ 3.2}$  y la pendiente  $WTS_{air}$ , presentado en la Ilustración 49, se evidencia que la mayor desviación con respecto a la función polinómica de tendencia, corresponde a una muestra modificada con BBM-EVA-601 (06 EVA). La línea de tendencia para las 10 muestras (en negro) tiene un coeficiente de determinación de 0.62, el cual, de manera similar al análisis anterior, fue mejorado considerablemente al considerar por separado las series de valores máximos y mínimos de  $WTS_{air}$ . Se ha excluido en este experimento la muestra 06 EVA por considerarla un valor atípico.

Indudablemente, la limitación de número de muestras de ensayo, afectó la determinación de una tendencia sólida de los pares de datos y por lo tanto de una mejor correlación entre las variables estudiadas.

## 10. CONCLUSIONES

Se ha constatado, a través de un sinnúmero de evidencias de campo, que las mezclas asfálticas usadas en el DMQ, diseñadas bajo métodos empíricos, no tienen un desempeño aceptable ante deformaciones permanentes.

Por lo tanto, se ha decidido probar el método de diseño volumétrico Superpave, asistido por el método Bailey, en una mezcla que incluya materiales representativos del área de estudio, y que sea evaluada con criterios de desempeño utilizando un método de ensayo de simulación (WTT, dispositivo pequeño) para condiciones críticas de carga, es decir, para un escenario de alto volumen de vehículos pesados y temperaturas de mezcla elevadas.

Los resultados de deformación permanente en las mezclas estudiadas, han probado que con una misma estructura de agregados, el efecto de rigidez del ligante, conseguido con distintas técnicas de modificación, influye en la magnitud de huella ( $RD_{air}$ ) y velocidad de deformación ( $WTS_{air}$ ), con los peores resultados para mezclas no modificadas o con una rigidez menor a la del ligante de referencia (de grado AC-20), y con una tendencia que puede ser representada por una función polinómica de segundo grado.

Esta investigación ha confirmado la utilidad del ensayo MSCR para predecir, en la etapa de diseño, y con un método relativamente rápido, el comportamiento ante deformaciones plásticas permanentes de las mezclas asfálticas.

Sin embargo, las limitaciones declaradas de este estudio, no han permitido lograr una mejor estadística y por lo tanto, establecer una función de predicción a nivel de laboratorio, que permita validar apropiadamente el método de ensayo, para su aplicación en un sistema de diseño. En este punto, es necesario enfatizar que los resultados de la correlación entre  $J_{nr\ 3.2}$  y el módulo de rigidez a tensión indirecta, realizada por Segovia & Botasso (2011), son prometedores para una posible ampliación de las pruebas con WTT, considerando que se realizaron con especímenes réplica de esta investigación.

Por otro lado, los indicadores de deformación permanente de mezcla han sido comparados con recomendaciones utilizadas en Europa (Reino Unido) para vías de alto tráfico de vehículos de carga. Sin embargo, en ninguno de los casos, las

muestras superaron los valores máximos permitidos en dichas recomendaciones, lo que sugiere que dichos límites deben ser revisados para las condiciones locales.

Cuando se comparan los resultados de la prueba WTT versus la recomendación argentina, 4 de 10 muestras superan el límite del parámetro  $PRD_{air}$  (04 WRK, 07 AC20, 09 CRA y 10 CRA), en contraste con el parámetro  $WTS_{air}$ , en el cual 7 de 10 muestras tienen valores superiores al criterio máximo de 0.100 mm/1000 ciclos (únicamente las muestras modificadas con el termopolímero RET y la muestra 05 EVA, cumplen con valores aceptables de pendiente).

## 11. RECOMENDACIONES

Ante la evidencia encontrada, se sugiere emprender una campaña de ensayos con un mayor número de especímenes, que permita marcar una tendencia clara entre el  $J_{nr\ 3.2}$  del ligante y los indicadores de deformación permanente del ensayo WTT.

Además, se cree necesario ampliar el estudio hacia otras fuentes de materiales en el DMQ e incluir otro tipo de modificadores para el ligante.

Debido a la poca información encontrada sobre la composición química del asfalto ecuatoriano, se sugiere caracterizar los crudos producidos localmente, para afinar las estrategias de modificación, según el tipo de solicitaciones de carga y condiciones climáticas regionales del Ecuador.

Con el propósito de establecer una línea base para especificaciones por desempeño locales, es necesario emprender tramos de prueba en vías de servicio, con distintas mezclas experimentales, las cuales deben compararse a los valores obtenidos en pruebas de simulación WTT, para de este modo determinar los valores máximos permitidos, a ser incorporados como referencia en métodos de diseño de mezcla.

## 12. BIBLIOGRAFÍA

- Advanced Asphalt Technologies. (2011). *A manual for design of hot mix asphalt with commentary*. Final Report, Transportation Research Board, Washington.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (1994). *A policy on geometric design of highways and streets*.
- American Petroleum Institute. (2014). *Cracking*. Retrieved Mayo 13, 2014, from Adventures in Energy.
- Anderson, D. A., Christensen, D. W., Bahia, H. U., Dongre, R., Sharma, M. G., Antle, C. E., & Button, J. (1994). *Binder characterization and evaluation. Volume 3: Physical characterization*. National Research Council, Washington.
- Anderson, M., D'Angelo, J., & Walker, D. (2010, 06 21). MSCR: A better tool for characterizing high temperature performance properties. *Asphalt: The Magazine of the Asphalt Institute*, 25(2).
- Angelone, S. (2013). *Comportamiento de materiales viales. Diseño y control de mezclas asfálticas frente a la deformación permanente*. Rosario.
- API Gravity. (2014). Retrieved Mayo 13, 2014, from <http://www.petroleum.co.uk/api>
- ARA & ERES Consultants Division. (2004). *Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures. Part 1 Introduction*. Transportation Research Board, National Cooperative Highway Research Program. Champaign: Transportation Research Board.
- ARAS & ERES Consultants Division. (2004). *Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures. Part 3. Design analysis*. Transport Research Board, National Cooperative Highway Research Program. Champaign: Transport Research Board.
- Arenas, H. (2000). *Tecnología del cemento asfáltico* (2da ed.). Cali.
- Asphalt Institute. (2001). *Superpave Mix Design* (Third ed.). Lexington.
- Asphalt Institute. (2003). *Superpave. Performance graded asphalt binder specification and testing* (3rd ed.). Lexington.
- Asphalt Institute. (2007). *The asphalt handbook* (7 ed.). Lexington.
- Asphalt Institute. (2010). *Implementation of the multiple stress creep recovery test and specification*.
- Asphalt Institute. (2011). *The asphalt binder handbook* (1 ed.). Lexington.
- Asphalt Institute. (2011). *The bitumen - A global perspective* (2nd ed.).
- Asphalt Institute. (2012). *Asphalt binder testing* (3rd ed.).
- Asphalt Pavement Alliance. (2010). *Asphalt Pavement*. Lanham.
- Bahia, H. (2009). Modeling of asphalt binder rheology and its application to modified binders. In Y. R. Kim, *Modeling of asphalt concrete* (p. 11). McGraw-Hill.

- Carlson, K. (2014, 03 03). 10 reasons to switch to the AASHTO MP19: Consider the performance based asphalt binder specification. *Asphalt. The Magazine of the Asphalt Institute*, 29(1), 21-23.
- Chen, J. S., & Tsai, C. J. (1999). How good are linear viscoelastic properties of asphalt binder to predict rutting and fatigue cracking? *Journal of Materials Engineering and Performance*, 8(4), 443-449.
- Chen, X., Huang, B., & Xu, Z. (2007). Comparison between flat rubber wheeled loaded wheel tester and asphalt pavement analyzer. *Road Materials and Pavement Design*, 8(3), 596. doi:10.3166
- Chris Britton Consultancy. (2011). *Deformation of thin surfacing under BS EN 12697 - 22*. Godalming.
- Citgo. (2000). PG vs. AC - Why change? 4.
- Colley, L. A., Kandhal, P. S., Buchanan, M. S., Fee, F., & Epps, A. (2000). *Loaded wheel testers in the United States: State of the practice*. National Center for Asphalt Technology, Auburn.
- Contreras, V., Guisado, F., Moreno, E., & Pérez, A. (2013). Correlación entre las propiedades reológicas del ligante y la resistencia a deformación permanente de mezclas. *XVII Congreso Ibero Latinoamericano del Asfalto*. Antigua Guatemala.
- Di Benedetto, H., & Olard, F. (2009). DBN law for the thermo-visco-elasto-plastic behaviour of asphalt concrete. In Y. R. Kim, *Modeling of asphalt concrete* (First ed., p. 246). McGraw-Hill.
- EP Petroecuador. (2013, Septiembre). Seminario Asfalto Ecuatoriano: Calidad y Normas de Utilización. 3.
- EP Petroecuador. (2013). Una oportunidad de negocios. 16.
- Federal Highway Administration. (2001). *Adequacy of rut bar data collection*. Federal Highway Administration, Turner-Fairbank Highway Research Center. McLean: Federal Highway Administration.
- Findley, W. N., Lai, J. S., & Onaran, K. (1989). *Creep and relaxation of nonlinear viscoelastic materials with an introduction to linear viscoelasticity*. New York: Dover Publications.
- Foster, C. R. (1993). *Development of Marshall procedures for designing asphalt paving mixtures*. National Asphalt Pavement Association, Lanham.
- Garcia, J., Hansen, K., Brown, E. R., Epps, J., Gulden, W., Harrington, J., . . . Weigel, J. (2001). *HMA pavement mix type selection guide*. Information Series, National Asphalt Pavement Association, Lanham.
- Garnica, P., Delgado, H., & Sandoval, C. (2005). *Análisis de varianza del efecto de algunos factores que influyen en la deformación permanente de mezclas asfálticas*. Instituto Mexicano del Transporte. Querétaro: Instituto Mexicano del Transporte.
- Gibson, N., Qi, X., Shenoy, A., Al-Khateeb, G., Kutay, E., Andriescu, A., . . . Thomas, H. (2012). *Performance testing for Superpave and structural validation*. Final Report, Federal Highway Administration, Office of Infrastructure, Research and Development, McLean.

- Goetz, W. H. (1989). The evolution of asphalt concrete mix design. In W. Gartner (Ed.), *Asphalt concrete mix design: Development of more rational approaches* (pp. 5-14). American Society for Testing and Materials.
- Guo, R., & Prozzi, J. A. (2009). A statistical analysis of hamburg wheel tracking device testing results. *Road Materials and Pavement Design*, 10(1), 327-335.  
doi:10.1080/14680629.2009.9690249
- Hao, P., & Hachiya, Y. (2004). Evaluation indicator of asphalt mixture rutting susceptibility. *Journal of Testing and Evaluation*, 32(3), 1.
- Harvey, J. T., Weissman, S. L., & Monismith, C. L. (2009). Rutting characterization of asphalt concrete using simple shear tests. In Y. R. Kim, *Modeling of asphalt concrete* (pp. 269-275). McGraw-Hill.
- Huang, Y. H. (2004). *Pavement analysis and design* (Second ed.). Upper Saddle River: Pearson Prentice Hall.
- Huber, G. (2013, 02 15). History of asphalt mix design in North America. Part 1. From Hubbard to Marshall. *Asphalt. The Asphalt Institute Magazine*, 28(1), Spring. Asphalt Institute.
- Huber, G. (2013, 06 15). History of asphalt mix design in North America. Part 2. Superpave. *Asphalt. The Asphalt Institute Magazine*, 28(2), Summer. Asphalt Institute.
- Huber, G. A. (n.d.). *Superpave Asphalt Technology Program*. Retrieved 10 15, 2014, from The University of Texas at Austin:  
[http://www.utexas.edu/research/superpave/articles/gyr\\_hist.html](http://www.utexas.edu/research/superpave/articles/gyr_hist.html)
- Huber, G., & Suler, T. (1992). Providing sufficient void space for asphalt cement: Relationship of mineral aggregate voids and aggregate gradation. In R. Meininger (Ed.), *Effects of aggregates and mineral fillers on asphalt mixture performance* (p. 227). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.
- Kandhal, P. S., & Cooley, L. A. (2003). *Accelerated laboratory rutting tests: Evaluation of the asphalt pavement analyzer*. Transportation Research Board.
- Kuo, C.-Y. (2002). Correlating permanente deformation characteristics of hot mix asphalt with aggregate geometric irregularities. *Journal of Testing and Evaluation*, 30(2), 143.
- Lytton, R. L. (2009). Comprehensive overview of the stiffness characterization of asphalt concrete. In Y. R. Kim, *Modeling of asphalt concrete* (p. 68). McGraw-Hill.
- Ma, T., Huang, X., Zhao, Y., Yuan, H., & Ma, X. (2012). Degradation behaviour and mechanism of HMA aggregate. *Journal of Testing and Evaluation*, 40(5), 1.
- McGuee, H. W., Nabors, D., & Baughman, T. (2009). *Maintenance of drainage features for safety, a guide for local street and highway maintenance personnel*. Federal Highway Administration, Office of Safety. Washington, D.C.: Federal Highway Administration.
- Mehta, P. K., & Monteiro, P. J. (2014). *Concrete. Microstructure, properties, and materials* (4th ed.). McGraw Hill.
- Mexicano, J., Gutiérrez, P., Rangel, A. E., & Hernández, G. (2014). *Evaluación de desempeño y determinación de grado PG de asfalto ecuatoriano modificado con S411*. Dynasol.

- Ministerio Coordinador de la Producción, Empleo y Competitividad. (2010). *Los subsidios energéticos en el Ecuador*. Quito.
- Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones. (2002). Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes. (MOP-001-F-2002), IV-103. Quito.
- Ministerio de Transporte y Obras Públicas. (2014). *Estado de la Red Vial Estatal*. Dirección de Conservación del Transporte, Quito.
- National Center for Asphalt Technology. (2006). History of asphalt grading systems.
- Noboa, N., & Vega, E. (2014). *Caracterización de mezclas asfálticas en caliente mediante la obtención de curvas maestras de módulo dinámico*. Disertación de grado, Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito.
- Park, D.-W., Chowdhury, A., & Button, J. (2001). *Effects of aggregate gradation and angularity on VMA and rutting resistance*. Final Report, The Texas A&M University System, Texas Transportation Institute.
- Parker, F., & Brown, E. R. (1992). Effects of aggregate properties on flexible pavement rutting in Alabama. (R. C. Meininger, Ed.) *Effects of aggregates and mineral fillers on asphalt mixture performance*(ASTM STP 1147), 69.
- Pascale, P., Doré, G., & Prophète, F. (2004). Characterization of tire impact on the pavement behaviour. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 31, 863-869.
- Pellinen, T. K. (2009). Complex modulus characterization of asphalt concrete. In Y. R. Kim, *Modeling of asphalt concrete* (p. 98). McGraw-Hill.
- Perraton, D., Di Benedetto, H., Sauzéat, C., De La Roche, C., Bankowski, W., Partl, M., & Grenfell, J. (2011). Rutting of bituminous mixtures: Wheel tracking tests campaign analysis. *Materials and Structures*(44), 969-986. doi:10.1617/s 11527-010-9680-y
- Petersen, J. C. (2009). *A review of the fundamentals of asphalt oxidation*. Transportation Research Circular, Transportation Research Board, Washington.
- Pine, B. (2011, Enero). The Bailey Method. *Achieving Volumetric and HMA Compactability*, 8. Lexington.
- Rowe, G. M., & Anderson, D. A. (2012). RHEOBIT introduction. 35. Lexington.
- Rowe, G. M., & Anderson, D. A. (2012). RHEOBIT: Rheological concepts. Part 1. 13. Lexington.
- Rowe, G. M., & Anderson, D. A. (2012). Viscosity - Measurement, applications, limitations and use. Lexington.
- Salama, H., & Chatti, K. (2008). A laboratory investigation of the effect of multiple axle and truck configurations on HMA mixture rutting. *Road Materials and Pavement Design*, 9(4), 593.
- Sandoval, I., & Cremades, I. (s.f.). *Caracterización de asfaltos mediante creep repetido multi-esfuerzo en reómetro de corte dinámico*.
- Santucci, L. (2005). Performance graded (PG) asphalts in California. *Technical Topics*(6), p. 8.

- Schwartz, C. W., & Kaloush, K. E. (2009). Permanent deformation assessment for asphalt concrete pavement and mixtures design. In Y. R. Kim, *Modeling of asphalt concrete* (p. 318). McGraw-Hill.
- Segovia, J., & Botasso, G. (2011). *Correlation between binder's non-recoverable creep compliance and HMA indirect tension stiffness modulus*. Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito.
- Vansauskas, V., & Bogdevičius, M. (2009). Investigation into the stability of driving an automobile on the road pavement with ruts. *Transport*, 24(2), 170-179. doi:10.3846/1648-4142.2009.24.170-179
- Vavrik, W. R., Huber, G., Pine, W. J., Carpenter, S. H., & Bailey, R. (2002). *Bailey method for gradation selection in HMA mixture design*. Transportation Research Circular, Transportation Research Board, Washington.
- Wang, H., & Al-Qadi, I. L. (2010). evaluation of surface-related pavement damage due to tire braking. *Road Materials and Pavement Design*, 11(1), 102.
- Yoder, E. J., & Witczak, M. W. (1975). *Principles of pavement design* (Second ed.). John Wiley & Sons.
- Zaumanis, M. (2010). *Warm mix asphalt investigation*. Master of Science Thesis, Riga Technical University, Kongens Lyngby.
- Zhou, F., & Scullion, T. (2002). Discussion: Three stages of permanente deformation curve and rutting model. *International Journal of Pavement Engineering*, 3(4), 251-260.