



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TÍTULO:

**ESTUDIO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS COLOCADAS EN VÍAS DE LA
REGIÓN AMAZÓNICA DEL ECUADOR MEDIANTE PRUEBAS DE
DESEMPEÑO.**

AUTOR:

CÁRDENAS ALCHUNDIA, GELO ALBERTO

**Trabajo de Titulación previo a la Obtención del Título de:
INGENIERO CIVIL**

TUTOR:

Ing. Gustavo García Caputi

**Guayaquil, Ecuador
2014**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por CÁRDENAS ALCHUNDIA GELO ALBERTO, como requerimiento parcial para la obtención del Título de INGENIERO CIVIL.

TUTOR

Ing. Gustavo García Caputi

REVISORES

Ing. Rolando Vila Romaní, PhD

Lcda. Sonia Baños

DIRECTOR DE LA CARRERA

Ing. Mario Dueñas Rossi

Guayaquil, a los 17 días del mes de marzo del año 2014



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **GELO ALBERTO CÁRDENAS ALCHUNDIA**

DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación “**ESTUDIO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS COLOCADAS EN VÍAS DE LA REGIÓN AMAZÓNICA DEL ECUADOR MEDIANTE PRUEBAS DE DESEMPEÑO**” previa a la obtención del Título de **INGENIERO CIVIL**, ha sido desarrollado en base a una investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, a los 17 días del mes de marzo del año 2014

EL AUTOR

GELO ALBERTO CÁRDENAS ALCHUNDIA



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

AUTORIZACIÓN

Yo, GELO ALBERTO CÁRDENAS ALCHUNDIA

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, la publicación en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación **“ESTUDIO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS COLOCADAS EN VÍAS DE LA REGIÓN AMAZÓNICA DEL ECUADOR MEDIANTE PRUEBAS DE DESEMPEÑO”**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, a los 17 días del mes de marzo del año 2014

EL AUTOR:

GELO ALBERTO CARDENAS ALCHUNDIA

AGRADECIMIENTO

Primero agradezco a Dios por ayudarme en todo momento, a mi familia, a mis padres que estuvieron aconsejándome para el buen desempeño en este Trabajo de Titulación, a todos quienes estuvieron pendientes del avance y culminación de este trabajo, a mi tutor y a mi lector que siempre me aconsejaron para que este trabajo tenga éxito.

Gelo Alberto Cárdenas Alchundia

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado a mi familia y a quienes siéndolo, hoy no me acompañan, sé que desde arriba en el cielo, lo estarán observando.

Este Trabajo de Titulación es para ustedes.

Gelo Alberto Cárdenas Alchundia

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

Ing. Gustavo García Caputi
TUTOR

Ing. Rolando Vila Romani, PhD
PROFESOR DELEGADO

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTO.....	I
DEDICATORIA.....	II
RESUMEN.....	X
1. INTRODUCCIÓN.....	XI
1.1. Antecedentes del Tema.....	XI
1.2. Situación Actual del Tema.....	XIV
2. OBJETIVOS.....	XV
2.1. Objetivo General.....	XV
2.2. Objetivos Específicos.....	XV
3. MEZCLAS ASFÁLTICAS.....	16
3.1. Empleo de las mezclas asfálticas en la construcción de firmes.....	16
3.2. Funcionalidad de las mezclas asfálticas en los firmes.....	17
3.2.1. Propiedades de las mezclas asfálticas para capas de rodadura.....	19
3.3. Propiedades de las mezclas asfálticas para capas inferiores.....	20
3.4. Definición de Mezcla Asfáltica.....	20
3.4.1. Clasificación de las Mezclas Asfálticas.....	21
3.5. Tipología de las Mezclas Asfálticas.....	22
3.5.1. Mezcla Asfáltica en Caliente.....	22
3.5.2. Mezcla Asfáltica en Frío.....	23
3.5.3. Mezcla Porosa o Drenante.....	24
3.5.4. Micro-aglomerados.....	24
3.5.5. Masillas.....	24
3.5.6. Mezclas de alto módulo.....	25
3.6. Consideraciones para la selección y proyecto de una mezcla asfáltica.....	26
3.7. Tipologías de deterioros de los Pavimentos Asfálticos.....	27
3.7.1. Fallos en la construcción.....	28
3.7.2. Exudaciones.....	29
3.7.3. Segregaciones.....	29
3.8. Hormigón Asfáltico.....	31

3.9.	Prevención y reparación de mezclas.....	32
3.10.	Pruebas de desempeño para mezclas asfálticas.....	33
3.10.1.	Comportamiento de la mezcla asfáltica ante sollicitaciones de carga.....	34
3.10.2.	Deformaciones permanentes.....	34
3.11.	Agrietamiento por fatiga.....	36
3.11.1.	Agrietamiento inducido por el tránsito.....	37
3.11.2.	Agrietamiento por temperatura.....	37
3.11.3.	Agrietamiento por reflexión.....	38
3.12.	Estabilidad y flujo.....	38
4.	CARACTERÍSTICAS Y COMPORTAMIENTO DE LA MEZCLA.....	40
4.1.	Densidad.....	40
4.2.	Vacíos de aire (o simplemente vacíos).....	40
4.3.	Vacíos en el Agregado Mineral (VMA).....	41
4.4.	Contenido de Asfalto.....	42
4.5.	Propiedades Consideradas en el Diseño de Mezclas.....	44
4.6.	Estabilidad.....	44
4.7.	Análisis de Densidad y Vacíos.....	45
4.8.	Análisis de las Densidades.....	46
4.9.	Descripción de la Prueba Rice.....	46
4.9.1.	Equipos.....	46
4.9.2.	Procedimiento.....	47
4.9.3.	Datos del ensayo del Rice.....	48
4.9.4.	Cálculo del porcentaje de vacíos de las muestras asfálticas.....	48
4.10.	Análisis de Vacíos.....	48
4.11.	Análisis de Peso Unitario.....	49
4.12.	Análisis de VMA.....	49
4.13.	Análisis de VFA.....	49
5.	SELECCIÓN DE VÍAS A ESTUDIAR.....	50
5.1.	Criterios y Características de Selección.....	50
5.2.	Evaluación de los tramos de las carreteras que se estudiaron.....	51
5.3.	Calidad de las mezclas asfálticas en las vías.....	51
5.3.1.	Vía Puente Pastaza – Macas (P.P.M.).....	52

5.3.2.	Vía Limón – Plan de Milagro (L.P.M.).....	53
5.3.3.	Vía Sucúa – Logroño – Bella Unión (S.L.B.).....	55
6.	PRUEBAS EXPERIMENTALES DEL TEMA.....	57
6.1.	Información General.....	57
6.2.	Pruebas Básicas.....	57
6.2.1.	Cálculo de las densidades (gravedad específica bruta).....	57
6.2.2.	Cálculo de los porcentajes de vacíos.....	65
6.3.	Pruebas de Desempeño.....	64
6.3.1.	Información General.....	64
6.3.2.	Módulo de Rigidez.....	65
6.3.2.1.	Descripción del ensayo.....	66
6.3.2.2.	Resultados.....	67
6.3.3.	Prueba de Fatiga.....	68
6.3.3.1.	Descripción del ensayo.....	69
6.3.3.2.	Pasos para el ensayo de fatiga.....	71
6.3.3.3.	Resultados.....	72
6.3.4.	Prueba de Deformación Permanente (Creep Dinámico).....	76
6.3.4.1.	Descripción del ensayo.....	76
6.3.4.2.	Resultados.....	76
7.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	79
7.1.	Módulo de rigidez.....	79
7.2.	Prueba de Fatiga.....	79
7.3.	Deformación Permanente o Creep dinámico.....	80
8.	CONCLUSIONES.....	80
9.	RECOMENDACIONES.....	81
10.	BIBLIOGRAFÍA.....	82

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Muestras de Asfalto.....	XI
Figura 1.2: Muestras de Asfalto.....	XI
Figura 1.3: Módulo de rigidez bajo deformación o carga controlada.....	XII
Figura 1.4: Prueba de fatiga bajo dispositivo de tracción indirecta.....	XIII
Figura 1.5: Compresión cíclica uniaxial sin confinamiento (Creep dinámico).....	XIII
Figura 3.1: Carretera Vía a la Región Amazónica.....	16
Figura 3.2: Carretera Vía a la Región Amazónica (2).....	19
Figura 3.3: Carretera Vía a la Región Amazónica (3).....	21
Figura 3.4: Carretera Vía a la Región Amazónica en Zona de Derrumbes.....	25
Figura 3.5: Comportamiento visco-elástico del asfalto.....	31
Figura 3.6: Dependencia tiempo – temperatura del cemento asfáltico.....	32
Figura 4.1: Ilustración del VMA en una Probeta de Mezcla Compactada.....	42
Figura 4.2: Vacíos en el Agregado Mineral (Requisitos de VMA).....	42
Figura 5.1: Curva granulométrica del agregado vía Puente Pastaza – Macas.....	53
Figura 5.2: Curva granulométrica del agregado vía Limón – Plan de Milagro.....	54
Figura 5.3: Curva granulométrica del agregado vía Sucúa – Logroño – Bella Unión.....	56
Figura 6.1: Diagrama de barras de densidades de la vía Puente Pastaza – Macas.....	58
Figura 6.2: Diagrama de barras de densidades de la vía Limón – Plan de Milagro.....	59
Figura 6.3: Diagrama de barras de densidades de la vía Sucúa – Logroño – Bella Unión.....	60
Figura 6.4: Diagrama de barras del promedio de las densidades de las 3 carreteras.....	61
Figura 6.5: Diagrama de barras del porcentaje de vacíos de la vía Puente Pastaza – Macas.....	62
Figura 6.6: Diagrama de barras del porcentaje de vacíos de la vía Limón – Plan de Milagro.....	62
Figura 6.7: Diagrama de barras del porcentaje de vacíos de la vía Sucúa – Logroño – Bella Unión.....	63

Figura 6.8: Diagrama de barras del promedio del porcentaje de vacíos de las 3 carreteras.....	63
Figura 6.9: Plantilla de alineación del LVDT.....	65
Figura 6.10: Patrón de carga superior.....	65
Figura 6.11: Dispositivo para la medición de deformación horizontal.....	66
Figura 6.12: Diagrama de barras de los Módulos de Rigidez de las 3 vías.....	67
Figura 6.13: Módulos promedio de rigidez de cada vía.....	68
Figura 6.14: Configuración de carga y falla en el ensayo diametral.....	70
Figura 6.15: Formas de falla de las muestras por fatiga.....	71
Figura 6.16: Plantilla de alineación – patrón de carga inferior.....	71
Figura 6.17: Patrón de carga superior.....	72
Figura 6.18: Diagramas esfuerzo, deformación horizontal versus número de repeticiones (escala logarítmica).....	74
Figura 6.19: Grafico de Esfuerzo (Kpa) / Número de Repeticiones por Fatiga.....	74
Figura 6.20: Grafico Deformación / Número de Repeticiones por Fatiga.....	76
Figura 6.21: Equipos para el ensayo del creep dinámico.....	76
Figura 6.22: Porcentajes del Creep Dinámico de las 3 muestras de cada vía analizada...78	78
Figura 6.23: Porcentajes promedios de deformación de cada vía.....	78

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 5.1: Análisis granulométrico del agregado vía Puente Pastaza – Macas.....	52
Tabla 5.2: Análisis granulométrico del agregado vía Limón – Plan de Milagro.....	54
Tabla 5.3: Análisis granulométrico del agregado vía Sucúa – Logroño – Bella Unión.....	55
Tabla 6.1: Resultados de las Densidades y Porcentaje de Vacíos de la vía Puente Pastaza - Macas.....	57
Tabla 6.2: Resultados de las Densidades y Porcentaje de Vacíos de la vía Limón – Plan de Milagro.....	58
Tabla 6.3: Resultados de las Densidades y Porcentaje de Vacíos de la vía Sucúa – Logroño – Bella Unión.....	59
Tabla 6.4: Cálculos del Módulo de Rigidez de la vía Puente Pastaza - Macas.....	67
Tabla 6.5: Cálculos del Módulo de Rigidez de la vía Limón – Plan de Milagro.....	67
Tabla 6.6: Cálculos del Módulo de Rigidez de la vía Sucúa – Logroño – Bella Unión.....	67
Tabla 6.7: Resultados de Módulos de Rigidez y de Deformación en las 3 Vías Seleccionadas de la Región Amazónica.....	73
Tabla 6.8: Resultados de la prueba de Deformación permanente (Creep Dinámico).....	77

RESUMEN

El objetivo principal de este proyecto está en relacionar el comportamiento de mezclas asfálticas en varias carreteras, entre 3 y 4 años de tiempo de colocación, y con distintas etapas de deterioro, que se darán mediante los resultados de las pruebas de desempeño: módulo de rigidez, fatiga y deformación plástica o permanente, aplicadas a los núcleos que fueron extraídos de los pavimentos correspondientes a 3 vías de la región Amazónica del Ecuador.

Todo el proyecto, es decir, los análisis de estas carreteras fueron realizados en el Laboratorio de Asfalto de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, mediante el equipo Nottingham Asphalt Tester (NAT) modelo NU-10.

Las vías seleccionadas para este proyecto fueron: Puente Pastaza – Macas, Limón – Plan de Milagro y Sucúa – Logroño – Bella Unión, en cada una de estas carreteras se extrajeron 12 núcleos. Se da el caso que las 3 vías a estudiar están ubicadas en la provincia de Morona Santiago.

Palabras Claves: Mezclas asfálticas, firme, rice, vacíos, módulo de rigidez, fatiga, deformación permanente.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes del Tema

Una mezcla asfáltica en general es una combinación de asfalto y agregados minerales pétreos en proporciones exactas que se usa para construir firmes. Las proporciones relativas a estos minerales determinan las propiedades físicas de la mezcla y, eventualmente, el rendimiento de la misma como mezcla terminada para un determinado uso.

La mezcla asfáltica debe ser duradera, es decir, resistente a las acciones tales como el despegue de la película de asfalto del agregado por efectos del agua, abrasión del tránsito, etc. Debe ser resistente a las solicitudes de tráfico por medio de su estabilidad. Una mezcla debe ser impermeable para que sus componentes no estén bajo la acción directa de los agentes atmosféricos y además, que sea trabajable para su fácil colocación y compactación en terreno. Todas estas propiedades deben ser las idóneas dentro de las mezclas asfálticas.



Figuras 1.1 y 1.2 Muestras de Asfalto

Las mezclas asfálticas se las confeccionan en plantas y con los equipos apropiados para esta labor. Según sus propiedades y espesores de capa, se considera que aportan capacidad estructural al pavimento.

Las mezclas asfálticas elaboradas y colocadas en caliente se trabajan a altas temperaturas en torno a los 160°C –asfaltos convencionales- y 180°C –asfaltos modificados con polímeros-, lo que resulta en una importante cantidad de energía, producen emisiones que aunque menores siempre tienen su impacto ambiental, y poseen un tiempo disponible de compactación limitado. Las mezclas en caliente requieren elevar la temperatura en base a las características viscosas del asfalto y así obtener una buena envuelta de las partículas minerales, luego, si se reduce la viscosidad del asfalto a las temperaturas normales de mezclado, estas temperaturas tienden a disminuir.

Durante estos años ha tomado un gran empuje en el mundo, el estudio y control de estas propiedades por medio de pruebas reológicas, que están basadas en un análisis dinámico del comportamiento tensión – deformación, donde se emplean varias pruebas que son: compresión, flexión y tracción.

El equipo que se empleará para la realización de las pruebas reológicas es el Nottingham Asphalt Tester (NAT) modelo NU-10, que permite la aplicación de cargas mediante un sistema neumático con servo-control, que es el que calcula fuerzas aplicadas por el transductor de la celda de carga. Además emplea una computadora junto con un sistema digital de adquisición de datos y control del sistema que da facilidades en el desarrollo de todas las pruebas y procesa la información mediante programas específicos.

También permite realizar varios tipos de pruebas: módulos de rigidez bajo deformación o carga controlada, compresión cíclica uniaxial sin confinamiento o deformación permanente (Creep dinámico) y pruebas de fatiga bajo dispositivo de tracción indirecta.



Figura 1.3 Módulo de rigidez bajo deformación o carga controlada



Figura 1.4 Prueba de fatiga bajo dispositivo de tracción indirecta



Figura 1.5 Compresión cíclica uniaxial sin confinamiento (Creep dinámico)

En general, en estas pruebas se consideran las metodologías dadas por el fabricante del equipo, que coinciden con los del Comité Europeo de Normalización (CEN 2000) respecto a la configuración de cargas y al sistema de medición y control; sin embargo, en la prueba de compresión cíclica uniaxial la CEN establece cierto confinamiento de la muestra, ya que el plato de carga posee un diámetro menor que el de la muestra cilíndrica a ensayar.

A pesar de las ventajas del NAT (NU-10), hasta la fecha, el control de calidad rutinario a las mezclas fabricadas en planta, tiene como objetivo, además del chequeo de componentes, el comprobar que ciertos parámetros cumplan con lo indicado en el diseño Marshall sobre briquetas compactadas con el 100% de la energía de compactación (75 golpes/cara).

Entre los parámetros volumétricos se destacan la densidad, porcentaje de vacíos con aire, de vacíos en el agregado mineral y de vacíos rellenos de asfalto, y los parámetros resistentes, que están relacionados con la deformación plástica, son la estabilidad Marshall y el flujo.

Estos dos últimos parámetros son empíricos y de difícil interpretación desde una visión tenso-deformacional. Hay que resaltar que para el equipo NAT se aplican briquetas tipo Marshall o núcleos convencionales de 10 cm de diámetro, que para la realización de los ensayos son las más adecuadas.

1.2. Situación Actual del Tema

Si bien estos controles rutinarios se tienen que cumplir usualmente, se puede observar con frecuencia en el país pavimentos fisurados o deformados a los pocos años de su construcción o rehabilitación, esto demuestra que existe un alto déficit en estos sistemas de control.

Esto significa, que existe la posibilidad de considerar seriamente la aplicación a gran escala de las pruebas reológicas en el Ecuador, para lo cual tiene vital importancia el estudio teórico-práctico de los parámetros relacionados con estas, por lo menos de las que particularmente están a nuestro alcance con el empleo del NAT.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo General

Relacionar el comportamiento de mezclas asfálticas en varias obras del país, que tienen entre 3 y 4 años de tiempo de colocación, en distintos tramos de deterioro, a través de las pruebas de desempeño, aplicadas a núcleos extraídos en pavimentos que corresponden a vías de la región Amazónica del Ecuador.

2.2. Objetivos Específicos

- Conocer las definiciones de mezclas asfálticas y algunas de sus propiedades para aplicarlas adecuadamente en la elaboración de las pruebas de desempeño.
- Observar que los resultados de los porcentajes de vacíos de los núcleos de cada vía cumplan con lo requerido ante las densidades relativas permitidas.
- Aplicar un software de pruebas de desempeño para verificar el estado de la briqueta de cada una de las vías.

3. MEZCLAS ASFÁLTICAS.

3.1. Empleo de las mezclas asfálticas en la construcción de firmes.

Las mezclas asfálticas son empleadas en la construcción de firmes, superficies de carreteras o pavimentos; ya sea en capas de rodadura o en capas inferiores, cuyo punto principal es proporcionar una superficie de rodamiento, cómoda, segura y económica, a los usuarios de las vías de comunicación, facilitando la circulación de los vehículos, además de transmitir las cargas necesarias debidas al tráfico a la explanada para que sean soportadas por ésta.



Figura 3.1 Carretera Vía a la Región Amazónica

He aquí las dos funciones importantes dentro del diseño y proyecto de un firme:

1. **La Función Resistente:** Permite conocer los materiales y los espesores de las capas que se emplearán en su construcción.
2. **La Finalidad:** muestra las condiciones de textura y acabado que se exigen a las capas superiores del firme, para que sean seguras y confortables. Este tipo de concepto se lo llama pavimento o también superficie de carretera. Las tipologías de los firmes por medio del comportamiento y respuesta pueden ser divididos en los siguientes tipos:
 - a) Firmes Flexibles. (Base Granular). Constituidos por capas de sub-base y base de material granular, y por un tratamiento superficial o por una capa de mezcla asfáltica de espesores muy delgados que pueden ir hasta los 10 cm. regularmente, las capas granulares resisten principalmente la acción del tráfico, la capa de

rodadura sirve para impermeabilizar el firme, resistir los efectos abrasivos del tráfico y ofrecer una rodadura cómoda y segura.

- b) Firmes Flexibles. (Base Asfáltica). Formado por una base y un pavimento asfáltico y el cual se forma por una capa intermedia y otra de rodadura, la sub-base puede ser granular o bien tratada con un ligante hidráulico o hidrocarbonado.
- c) Firmes Semi-rígidos. (Base tratada con ligantes hidráulicos). Constituido por una capa de base tratada con ligantes hidráulicos, o de concreto, la sub-base suele ser de material granular, pudiendo ser estabilizada, el pavimento está formado por una o dos capas de mezcla asfáltica (rodadura e intermedia).
- d) Firmes Rígidos. (Pavimentos de hormigón). Formados por una losa de hormigón colocada directamente sobre la explanada, o sobre una capa de base granular o estabilizada o un hormigón pobre, la losa de hormigón actúa como capa de rodadura.

3.2. Funcionalidad de las mezclas asfálticas en los firmes.

Como se indicó previamente, la función principal de las mezclas asfálticas, es soportar las acciones de los neumáticos y transmitir las cargas a las capas inferiores, para proporcionar las mejores condiciones de rodadura, al ser aplicadas en capas superficiales; y como material con resistencia simplemente estructural o mecánica en las demás capas de los firmes.

Como material simplemente estructural se lo caracteriza de muchas formas. Se aplica mucho la evaluación de parte de sus propiedades por la cohesión y el rozamiento interno; o por un módulo de rigidez longitudinal y un módulo transversal, o también por un valor de estabilidad y de deformación. Como en otros materiales, la resistencia a la rotura, las leyes de fatiga y las deformaciones plásticas, son factores que se toman dentro de la funcionalidad de las mezclas asfálticas.

El comportamiento de la mezcla depende de circunstancias externas a ellas mismas, que pueden ser el tiempo de aplicación de la carga y de la temperatura. Debido a esto, su caracterización y propiedades están vinculadas a la temperatura y duración de la carga, lo que implica la necesidad del conocimiento de la reología del material.

La funcionalidad del firme reside principalmente en su superficie. De su acabado y de los materiales que se han utilizado en su construcción dependen aspectos importantes y preocupantes para los usuarios como:

1. La adherencia del neumático al firme.
2. Las proyecciones de agua en tiempo de lluvia.
3. El desgaste de los neumáticos.
4. El ruido en el exterior y en el interior del vehículo.
5. La comodidad y estabilidad en marcha.
6. Las cargas dinámicas del tráfico.
7. La resistencia a la rodadura (consumo de carburante).
8. El envejecimiento de los vehículos.
9. Las propiedades ópticas.

Estos aspectos funcionales del firme son relacionados principalmente con la textura y la regularidad superficial del pavimento.

Al día de hoy, la reología de las mezclas está bien estudiada desde el punto de vista teórico - experimental, con una consecuencia práctica inmediata: la mejor adaptación de las fórmulas de trabajo y de los materiales a las condiciones reales de cada pavimento. Por ejemplo, estos ajustes son muy importantes, según la región climática o las condiciones de velocidad de los vehículos, en los métodos de diseño de pavimentos.

Se concluye que, en una mezcla asfáltica, hay que optimizar las propiedades siguientes:

- Estabilidad.
- Durabilidad.
- Resistencia a la fatiga.

Si la mezcla es utilizada como capa de rodadura se toma en cuenta las propiedades siguientes:

- Resistencia al deslizamiento.
- Regularidad.
- Permeabilidad adecuada.
- Sonoridad.
- Color, entre otras.

3.2.1. Propiedades de las mezclas asfálticas para capas de rodadura.

La capa superior de un pavimento es la que proporciona una superficie de rodadura segura, confortable y estética. Como todas las exigencias deseables para una superficie de rodadura no pueden optimizarse de forma simultánea, hay que equilibrar las propiedades contrapuestas y así se puede llegar a las soluciones más satisfactorias para un mejor estado del firme.

Los materiales asfálticos proporcionan superficies continuas y cómodas para la rodadura de los vehículos, donde se permite también mostrar un balance entre la durabilidad, rugosidad, impermeabilidad, y diversas características importantes para el usuario. Por ejemplo, en los países situados en Europa Central, se optó por el uso de mezclas muy impermeables y ricas en mortero. Si estas mezclas no proporcionan la textura adecuada, se decide por métodos ajenos a la propia mezcla y la incrustación en la superficie de gravillas es una de ellas.

En las capas de rodadura el uso de agregados de alta calidad y de aditivos se justifica por las solicitudes a las que están sometidas. Hasta la fecha, la modificación de ligantes se ha generalizado para carreteras importantes persiguiéndose la optimización de la respuesta mecánica y de la durabilidad de la mezcla. Es por eso que la calidad de los agregados es totalmente imprescindible, aunque todo ello suponga un costo mayor para el pavimento.



Figura 3.2 Carretera de la Región Amazónica (2)

3.3. Propiedades de las mezclas asfálticas para capas inferiores.

Las capas de espesor apreciable de un firme tienen una misión estructural fundamental para absorber gran parte de las sollicitaciones del tráfico, de forma que éstas lleguen bastante disminuidas a las capas inferiores, explanada o cimiento de la carretera.

Existen tendencias y países que llegan a utilizar paquetes asfálticos de gran espesor que forman la losa estructural fundamental del firme. En otros casos la función resistente radica en la colaboración con otras capas de materiales granulares o hidráulicos.

3.4. Definición de Mezcla Asfáltica.

“Las mezclas asfálticas, llamadas también aglomerados, están constituidas por una combinación de agregados pétreos y un ligante hidrocarbonado, de tal forma que quedan cubiertos por una película continua. Son fabricados en centrales fijas o móviles, son transportados después a la obra donde se extienden y se compactan”. (*Kraemer et al., 2004*).

Estas mezclas son empleadas en la construcción de carreteras, aeropuertos, pavimentos industriales, entre otros. Sin olvidar que se emplean en las capas inferiores de los firmes para tráficos pesados intensos.

La constitución de las mezclas asfálticas está dada por un 90 % de agregados pétreos grueso y fino, un 5% de polvo mineral (filler) y otro 5% de ligante asfáltico. Los componentes mencionados previamente son de gran importancia para el buen funcionamiento del pavimento y la falta de calidad en alguno de ellos afecta el conjunto. Dos elementos influyen mucho en la calidad de la mezcla asfáltica y en su costo total que son: el ligante asfáltico y el polvo mineral.



Figura 3.3 Carretera de la Región Amazónica (3)

3.4.1. Clasificación de las Mezclas Asfálticas.

Existen varios parámetros de clasificación para indicar diferencias entre las distintas mezclas y las clasificaciones pueden ser diversas:

a) Por Fracciones de agregado pétreo empleado.

- **Masilla asfáltica:** Polvo mineral más ligante.
- **Mortero asfáltico:** Agregado fino más masilla.
- **Concreto asfáltico:** Agregado grueso más mortero.
- **Macadam asfáltico:** Agregado grueso más ligante asfáltico.

b) Por la Temperatura de puesta en obra.

- **Mezclas asfálticas en Caliente:** Se fabrican con asfaltos a temperaturas elevadas, en el rango de los 150°C , según la viscosidad del ligante, se calientan también los agregados, para que el asfalto no se enfríe al entrar en contacto con ellos. La puesta en obra es efectuada a temperaturas muy superiores a la ambiente, si no es el caso, estos materiales no pueden extenderse ni compactarse de una forma adecuada.
- **Mezclas asfálticas en Frío:** El ligante suele ser una emulsión asfáltica (debido a que se sigue usando en varios lugares los asfaltos fluidificados), y la puesta en obra se realiza a temperatura ambiente.

c) Por la proporción de Vacíos en la mezcla asfáltica. Este parámetro suele ser imprescindible para evitar las deformaciones plásticas como consecuencia del paso de las cargas y de las variaciones térmicas.

- **Mezclas Cerradas o Densas:** La proporción de vacíos es menor al 6 %.

- **Mezclas Semi-cerradas o Semi-densas:** La proporción de vacíos está entre el 6 % y el 10 %.
- **Mezclas Abiertas:** La proporción de vacíos supera el 12 %.
- **Mezclas Porosas o Drenantes:** La proporción de vacíos es superior al 20 %.

d) Por el Tamaño máximo del agregado pétreo.

- **Mezclas Gruesas:** donde el tamaño máximo del agregado pétreo supera los 10 mm.
- **Mezclas Finas:** Conocidos como micro-aglomerados, o también morteros asfálticos, se trata de mezclas formadas básicamente por un árido fino incluyendo el polvo mineral y un ligante asfáltico. El tamaño máximo del agregado pétreo determina el espesor mínimo con el que ha de extenderse una mezcla que vendría a ser del doble al triple del tamaño máximo.

e) Por la Estructura del agregado pétreo.

- **Mezclas con Esqueleto mineral:** Poseen un esqueleto mineral resistente, su componente de resistencia es muy notoria debido al rozamiento interno de los agregados. Ejemplo, las mezclas abiertas y los llamados concretos asfálticos, aunque también una parte de la resistencia de estos últimos, se debe a la masilla que posee dicha mezcla.
- **Mezclas sin Esqueleto mineral:** No poseen un esqueleto mineral resistente, la resistencia es debida especialmente a la cohesión de la masilla. Ejemplo, los diferentes tipos de masillas asfálticas.

f) Por la Granulometría.

- **Mezclas Continuas:** Una cantidad muy distribuida de diferentes tamaños de agregado pétreo en el uso granulométrico.
- **Mezclas Discontinuas:** Una cantidad muy limitada de tamaños de agregado pétreo en el uso granulométrico.

3.5. Tipología de las Mezclas Asfálticas.

3.5.1. Mezcla Asfáltica en Caliente.

“Es el tipo más generalizado de mezcla asfáltica y está definida como la combinación de un ligante hidrocarbonado, agregados incluyendo el polvo mineral y, eventualmente, aditivos, de tal forma que todas las partículas del agregado queden muy bien recubiertas

por una película homogénea de ligante. Su proceso de fabricación implica calentar el ligante y los agregados (excepto, eventualmente, el polvo mineral de aportación) y su puesta en obra es desarrollada a una temperatura muy superior a la ambiente” (*Pliego de Prescripciones Técnicas Generales art. 542 y 543 PG-3.*).

Este tipo de mezclas son aplicadas tanto en la construcción de carreteras, como de vías urbanas y aeropuertos, y se utilizan tanto para capas de rodadura como para capas inferiores de los firmes.

Al mismo tiempo existen subtipos dentro de esta familia de mezclas con diferentes características. Éstas pueden ser fabricadas con asfaltos aunque en ciertos casos se recurre al empleo de asfaltos modificados, las proporciones pueden variar desde el 3% al 6% de asfalto en volumen de agregados pétreos.

3.5.2. Mezcla Asfáltica en Frío.

Son las mezclas fabricadas con emulsiones asfálticas; la construcción y la conservación de carreteras secundarias son sus principales campos de aplicación. Para retrasar el envejecimiento de las mezclas abiertas en frío se suele recomendar el sellado por medio de lechadas asfálticas.

Se caracterizan por su trabajabilidad tras la fabricación, incluso durante semanas, la cual se debe a que el ligante permanece un largo periodo de tiempo con una viscosidad baja ya que se emplean emulsiones con asfalto fluidificado: el aumento de la viscosidad es muy lento en los acopios, haciendo viable el almacenamiento, pero después de la puesta en obra en una capa de espesor reducido, el endurecimiento es relativamente rápido en las capas ya extendidas debido a la evaporación del fluidificante. Existe un grupo de mezclas en frío, el cual se fabrica con una emulsión de rotura lenta, sin ningún tipo de fluidificante, pero es menos usual, y pueden compactarse después de haber roto la emulsión. Al proceso de aumento paulatino de la resistencia se le suele llamar maduración, que consiste básicamente en la evaporación del agua procedente de la rotura de la emulsión con el consiguiente aumento de la cohesión de la mezcla.

3.5.3. Mezcla Porosa o Drenante.

Se emplean en capas de rodadura, principalmente en las vías de circulación rápida, se fabrican con asfaltos modificados en proporciones que varían entre el 4.5 % y 5 % de la masa de agregados pétreos, con asfaltos normales, se aplican en vías secundarias, en vías urbanas o en capas de base bajo los pavimentos de hormigón.

Utilizadas como mezclas en caliente para tráficos de elevada intensidad y como capas de rodadura en espesores de unos 4 cm., se consigue que el agua lluvia caída sobre la calzada, se evacue rápidamente por infiltración.

3.5.4. Micro-aglomerados.

Son mezclas con un tamaño máximo de agregado pétreo inferior a 10 mm, lo que permite aplicarlas en capas de pequeño espesor. En este tipo de mezclas se citan los micro-aglomerados en frío (se le suele llamar a las lechadas asfálticas más gruesas) y los micro-aglomerados en caliente (que es inferior a 3 cm.) que son aplicados en muchos tratamientos superficiales.

Tradicionalmente se han considerado adecuados para las zonas urbanas, para así evitar problemas con las alturas libres de los gálibos y la altura de los bordillos, debido a que se extienden capas de pequeño espesor.

Hay micro-aglomerados con texturas rugosas hechas con agregados pétreos de gran calidad y asfaltos modificados para las vías de alta velocidad de circulación.

3.5.5. Masillas.

Son unas mezclas con proporciones muy altas de polvo mineral y de ligante, de manera que si hay agregado grueso, se haya disperso en la masilla formada por aquellos, este tipo de mezcla no trabaja por rozamiento interno y su resistencia se debe a la cohesión que proporciona la viscosidad de la masilla.

Las proporciones de asfalto son altas debido a la gran superficie específica de la materia mineral. Por su constante variación de temperatura que puede tener una estructura de este tipo, es necesario rigidizar la masilla y disminuir su susceptibilidad térmica por medio de asfaltos duros, cuidando la calidad del polvo mineral y mejorando el ligante con adiciones de fibras. Los asfaltos fundidos de este tipo, tienen mezclas de gran calidad, pero su empleo está justificado únicamente en los tableros de los puentes y en las vías urbanas, incluso en aceras, en países con climas fríos y húmedos.



Figura 3.4 Vía de la Región Amazónica en zona de derrumbes

3.5.6. Mezclas de alto módulo.

Su proceso de elaboración es en caliente, citando principalmente las mezclas de alto módulo para capas de base, se fabrican con asfaltos muy duros. A veces modificados, con contenidos asfálticos próximos al 6 % de la masa de los agregados pétreos, la proporción del polvo mineral es muy alta, entre el 8% - 10%. Son mezclas con un elevado módulo de elasticidad, del orden de los 13,000 Mpa a 20°C y una resistencia a la fatiga muy alta. Se emplean en capas de espesores de entre 8 y 15 cm., sean rehabilitaciones o en la construcción de nuevas superficies de carretera con tráficos pesados de intensidad media o alta. La mayor ventaja frente a las bases de grava-cemento es la ausencia de agrietamiento, debido a la retracción o como las mezclas convencionales en gran espesor la ventaja es una mayor capacidad de absorción de tensiones y en general una mayor resistencia a la fatiga, permitiendo un ahorro en su espesor.

3.6. Consideraciones para la selección y proyecto de una mezcla asfáltica.

En muchos casos, el proyecto de una mezcla asfáltica se reduce a determinar su contenido de ligante, sin embargo, esa es solo la última fase de un amplio proceso, que requiere de un estudio cuidadoso de todos los factores involucrados, y así garantizar un comportamiento adecuado de la mezcla y un considerable ahorro económico en la solución.

Las fases de las que consta el proyecto de una mezcla son las siguientes:

- a) **Análisis de las condiciones en las que va a trabajar la mezcla:** tráfico, tipo de infraestructura (carretera, vía urbana, aeropuerto, etc.), la capa de la que se trata (rodadura, intermedia o base) y espesor, naturaleza de las capas subyacentes, intensidad del tráfico pesado, clima, etc. Además, se tiene que distinguir si se trata de un firme nuevo o de una rehabilitación.
- b) **Determinación de las propiedades fundamentales que ha de tener la mezcla,** dadas las condiciones en las que ha de trabajar. Debe establecerse la resistencia a las deformaciones plásticas o la flexibilidad, entre otras.
- c) **Elección del tipo de mezcla que mejor se adapte a los requerimientos planteados,** incorporando en este análisis las consideraciones económicas o de puesta en obra que haya que considerar.
- d) **Materiales disponibles,** elección de los agregados pétreos, los cuales deben cumplir con normas determinadas, pero que en general serán los disponibles en un radio limitado y, por lo tanto, a un costo razonable. Asimismo, hay que elegir el polvo mineral de aportación.
- e) **Elección del tipo de ligante:** asfalto, asfalto modificado, emulsión asfáltica, el costo es siempre un factor muy relevante.
- f) **Dosificación del contenido óptimo de ligante según un proceso que debe adaptarse al tipo de mezcla:** es realizado para distintas combinaciones de las fracciones disponibles del agregado pétreo, de manera que las granulometrías conjuntas analizadas estén dentro de un huso previamente seleccionado.
- g) **Otros factores a tener en cuenta en el diseño y selección de una mezcla asfáltica son los siguientes:** exigencias de seguridad vial, estructura del firme, técnicas de diseño y ejecución, sitio de construcción del pavimento (topografía, temperatura,

terreno, periodo de lluvias trazado de la vía, entre otros), condiciones de drenaje, consideraciones económicas.

Para realizar el proyecto de una mezcla asfáltica que se empleará en un determinado pavimento existe una infinidad de soluciones, por lo que se necesita un estudio muy riguroso y detenido, y así elegir el diseño más adecuado técnica y económicamente.

Existen también principios que se aplican de acuerdo con las siguientes reglas:

a) Tipo de mezclas asfálticas según su composición granulométrica. El tipo de mezcla asfáltica a emplear se determinará en función de:

- La capa de firme a que se destine.
- La categoría del tráfico.
- La sección de firmes correspondiente.

b) Tipo de ligante asfáltico. El tipo de ligante asfáltico a emplear dependerá de:

- La capa de firme a que se destine la mezcla.
- El tipo de mezcla.
- La categoría del tráfico.
- El clima de la zona en que se encuentre la carretera.

c) Relación Filler /Asfalto. La relación ponderal de los contenidos de filler y asfalto de la mezcla asfáltica, dependerá de:

- La capa de firme a que se destine la mezcla.
- El tipo de mezcla.
- La categoría del tráfico.
- La zona en que se encuentre la carretera.

3.7. Tipologías de deterioros de los Pavimentos Asfálticos.

La durabilidad de las mezclas asfálticas es una propiedad básica de los pavimentos, se presentan resistencia al agotamiento y a la acción del agua. La durabilidad potencial es la resistencia de la mezcla asfáltica a las combinaciones de cambios de temperatura y efectos de agua, por lo tanto, la baja durabilidad potencial de las capas del paquete asfáltico es una de las principales razones que más influyen en el deterioro y el agotamiento de las buenas condiciones de servicio de los pavimentos.

Los deterioros de los pavimentos asfálticos se deben a una serie de factores como lo pueden ser el medio ambiente (lluvia, gradientes de temperatura), tráfico (cargas por eje, presión de inflado de los neumáticos, intensidad), materiales inadecuados, procesos de elaboración de las mezclas; técnicas de construcción deficientes (transporte, extensión y compactación), fórmula de trabajo deficiente. Todos estos defectos se pueden detectar una vez que se haya concluido la obra; como por ejemplo, una mala textura superficial, geometría, aspecto del pavimento; también estos defectos se pueden detectar en un periodo considerable de tiempo, durante la vida de servicio del pavimento, los cuales son objeto de estudios y clasificaciones cada vez más rigurosas; indican la patología en general del pavimento.

Se menciona a continuación los deterioros o fallos debidos solamente a formulaciones defectuosas de las mezclas asfálticas y de su puesta en obra.

3.7.1. Fallos en la construcción.

Durante la fase de construcción y puesta en obra de las mezclas asfálticas se pueden producir errores y fallos accidentales, como:

1. La segregación de la mezcla del pavimento, que se puede clasificar en los tipos siguientes:

- Segregación aleatoria.
- Segregación transversal.
- Segregación longitudinal, bien sea en el centro o en los lados.

2. Defectos en las mezclas difíciles de compactar.

- Los dos tipos extremos de mala compactibilidad de las mezclas ocurren con las poco trabajables y con las blandas.
- Las mezclas poco trabajables también llamadas agrias, poseen un esqueleto mineral con rozamiento interno muy elevado, debido al empleo de agregados cúbicos, duros y de alta textura, así como a granulometrías determinadas y a morteros rígidos. El mayor peligro, suponiendo que su comportamiento estructural sea el previsto, está en la necesidad de que la compactación sea enérgica y contundente sin llegar a romper las partículas minerales. Una mala densidad final reduce la durabilidad notablemente.

Las mezclas blandas se caracterizan por la dificultad de compactación al responder como un material parcialmente plástico ante las pasadas de los rodillos, con fenómeno similar al colchoneo. Pueden producirse mezclas blandas por algunos de los factores siguientes:

- Uso de agregados pétreos con partículas redondeadas o pulidas. Ej: la arena natural.
- Falta de la cantidad adecuada de filler mineral.
- Excesiva humedad en la mezcla.

3.7.2. Exudaciones.

La exudación se basa en la presencia de ligante libre o polvo mineral incorporado en la superficie del pavimento. Las superficies ricas en asfalto, sobretodo en tiempo húmedo, pueden llegar a ser deslizantes si su textura se ha perdido. Estas son las causas de exudación más importantes:

- Exceso de ligante asfáltico.
- Escaso contenido de vacíos.
- Migración de los ligantes asfálticos de las capas inferiores debido a partes exudadas en estas capas, dotaciones irregulares en los tratamientos de adherencia entre capas asfálticas y ligante asfáltico libre por mala adhesividad con los agregados pétreos.

3.7.3. Segregaciones.

La segregación, disgregación y peladura, es la separación de las partículas minerales de la superficie del pavimento. El agregado fino, es separado de las partículas de mayor tamaño, lo que da lugar a una apariencia de capa de pavimento erosionada y rugosa. Existen varias causas de la segregación y éstas son las siguientes:

- Esfuerzos cortantes horizontales en la superficie de rodadura, debidos a la acción de los neumáticos de los vehículos.
- Entrada de agua en el pavimento a través de los huecos de la propia mezcla. La presión hidrostática considerable creada por las solitudes del tráfico puede causar la separación de las partículas minerales de la capa superficial. Este tipo de disgregación ocurre inmediatamente después de la puesta en obra de la capa asfáltica, con malas condiciones climatológicas o compactación escasa. La extensión de la disgregación puede limitarse con el tiempo.

- Emisiones y vertidos de carburantes de los vehículos, de forma que los disolventes, con el tiempo, actúan contaminando los ligantes asfálticos.

Las segregaciones importantes pueden crear una dificultad al tráfico. Aparte de la incomodidad para los vehículos, estos suelen producir un aumento en el mismo deterioro.

Otros factores que contribuyen a la segregación son los siguientes:

- Bajo contenido de ligante asfáltico.
- Agregados absorbentes que reducen el contenido efectivo de ligante asfáltico en la mezcla.
- Alta viscosidad del ligante asfáltico que llega a producir una mezcla frágil.
- Contaminación de ligante asfáltico como resultado de partículas de fuel que no se han quemado en la planta asfáltica.
- Sobrecalentamiento en la manipulación, que haya envejecido al ligante asfáltico.
- Mala granulometría de la mezcla con insuficiencia de finos.
- Baja compactación del material que aumenta la permeabilidad, acelera el envejecimiento del ligante asfáltico y no permite la cohesión adecuada del mismo.
- Mala calidad del mortero formado por agregado fino, polvo y ligante asfáltico, que se traduce por una escasa resistencia después de sometido a la acción del agua. El mortero superficial puede desaparecer a causa de la abrasión.

La segregación en la superficie puede clasificarse en los tipos siguientes:

1) Segregación aleatoria: tiene un origen más difícil de determinar. Sus causas pueden ser:

- No disponer de acopios uniformes.
- Vertidos en los dosificadores en frío.
- Error en la carga del árido en los dosificadores en frío.
- Exceso de operaciones de arrancado y parada en las plantas de tambor secador.
- Diferencias notables de nivel en la mezcla almacenada en el silo.
- Operaciones irregulares en la descarga de los camiones.
- Demanda descompensada de la extendedora.

2) **Segregación transversal**, se pone de manifiesto con una peculiar mancha en la superficie. El grado de segregación se cuantifica por los cambios de textura y se lo reconoce de manera inmediata. Esta segregación puede ser debida a:

- Empleo del material inicial que proviene del arranque de la planta.
- Inadecuadas operaciones de carga de los camiones.
- Vaciado excesivo y mal manejo de las alas de las tolvas de las extendedoras.
- Material segregado en la tolva de carga de las plantas.
- Compuertas de la mezcladora mal cerradas.
- Almacenamiento de los dosificadores primarios al límite de su capacidad.

3) **Segregación longitudinal**, bien sea en el centro o en los lados, se puede producir en el centro de la banda extendida o en los bordes, y puede deberse a defectos en los husillos o a una velocidad inadecuada de la extendidora.

3.8. Hormigón Asfáltico

El hormigón asfáltico, también llamado hormigón bituminoso o concreto bituminoso es el material más común en los proyectos de construcción para firmes de carreteras, aeropuertos y aparcamientos, que consiste en un agregado de asfalto y materiales minerales (mezcla de varios tamaños de áridos y finos) que se mezclan juntos, se extienden en capas y se compactan. Por sus buenas propiedades como impermeabilizante también es utilizado en el núcleo de ciertas presas.

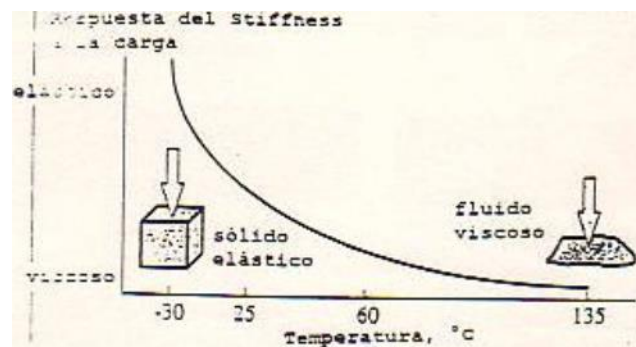


Figura 3.5: Comportamiento visco-elástico del asfalto Fuente: Taller sobre mezclas asfálticas rígidas, recicladas y micro-pavimentos. Editorial EMOP-Q, 1997

Los términos "hormigón asfáltico", "cemento asfáltico bituminoso" y sus abreviaciones "AC" (del inglés asphalt concrete) son aplicados principalmente en ingeniería y en documentos de construcción y literatura. El término "asfalto" es el más común, que además por defecto se incluye a los pavimentos de hormigón de cemento aunque éstos no estén compuestos realmente de asfalto. "Un concepto ingenieril de hormigón incluye cualquier material compuesto por un agregado cementado con un aglutinante, que puede ser cemento Portland, pero que en el caso que nos ocupa es asfalto". Informalmente, en Norteamérica, el hormigón asfáltico se lo denomina como "blacktop" (en referencia a su superficie negra) (*International Water Power and Dam Construction*. 3 de abril de 2011).

En conclusión, el hormigón asfáltico, actúa de acuerdo a la variación de la temperatura y el tiempo de la aplicación de carga, ya que estos parámetros pueden variar drásticamente (Figura 3.6).



Figura 3.6: Dependencia tiempo – temperatura del cemento asfáltico. Fuente: Taller sobre mezclas asfálticas rígidas, recicladas y micro-pavimentos. Editorial EMOP-Q, 1997

3.9. Prevención y reparación de mezclas asfálticas

El buen diseño y desarrollo de buenas prácticas de mantenimiento y construcción permite prolongar la vida de una carretera. Durante el diseño, los ingenieros miden el tráfico en la carretera, poniendo énfasis en el volumen y tipo de vehículos pesados (camiones, autobuses,...); esto permite estimar la carga que soportará la carretera en el futuro. Tanto el pavimento como el grosor de la sub-base están diseñados para soportar las cargas de ruedas. En ciertos casos se usan para reforzar la sub-base, ciertos drenajes internos para liberar el agua que debilitaría las capas internas del firme.

Buenas prácticas de mantenimiento se basan en mantener el agua lejos del pavimento, la sub-base y el terraplén. Una manera de extender la vida de una carretera sin necesidad de un sobre costo es brindar mantenimiento constante a las cunetas y a los drenajes operativos. Las pequeñas roturas por donde puede entrar el agua deberían ser reparadas de inmediato, y así se evita una rotura mayor que dañe la vía. “Al aumentar el número de roturas, se requerirán reparaciones a mayor escala. En orden de menor a mayor costo, se incluyen parches de asfalto, capas de firme superiores, reciclaje en el sitio o levantamiento y reconstrucción total” (*Asphalt Paving Principles, 2003*).

Es más económico mantener una carretera en buenas condiciones que tener que reconstruirla entera una vez que se haya deterioradas. Esta es la razón por la que muchas agencias estatales estadounidenses deciden gastar recursos en conservar las vías en buenas condiciones que reconstruir aquellas que estén en peores condiciones.

Los siguientes ensayos de laboratorio realizados sobre mezclas asfálticas dependen de los objetivos del proyecto y del tipo de mezcla que se esté trabajando:

- Ensayo Marshall.
- Caracterización de las mezclas bituminosas abiertas por medio del ensayo Cántabro.
- Ensayo de permeabilidad.
- Módulo dinámico.
- Deformación permanente (Ahuellamiento).
- Fatiga.
- Adherencia.

3.10. Pruebas de desempeño para mezclas asfálticas.

El proceso de diseño estructural de los pavimentos por métodos mecánicos – empíricos, al igual que para otras estructuras de la ingeniería civil, está en hallar diversos puntos del pavimento de los esfuerzos críticos que, introducidos en diferentes leyes de falla, que logran establecer si para el periodo del proyecto, los deterioros del pavimento se mantendrán dentro de ciertos límites de aceptabilidad que no afecten el nivel de servicio ofrecido al usuario. Si esta condición no es verificada, se tendrá que modificar los espesores o materiales empleados en una o más capas componentes. Estos son los criterios de falla más frecuentes:

- La figuración por fatiga de las capas asfálticas, limitando la deformación de tracción en la parte inferior de las mismas.
- La acumulación de deformaciones permanentes que afectan a todas las capas componentes y al suelo de cimentación.

Este último modo de falla conduce a la formación de “ahuellamientos” que comprometen el confort y la seguridad, y también, la calidad de la circulación de los usuarios especialmente en días de lluvia donde la acumulación de agua, hace altamente riesgosa la conducción de los vehículos. Si bien este fenómeno afecta a todas las capas de la estructura, su influencia se la puede minimizar en las capas superiores mediante una adecuada dosificación, formulación y construcción de las mismas.

Un aspecto gravitante y que no toma en cuenta los métodos de diseño de pavimentos, es el daño por humedad de las capas asfálticas, que no siempre es causado por la acumulación de esfuerzos en las capas asfálticas, sino por la mala interacción química de los agregados con el asfalto durante condiciones de humedad, este tipo de daño incide mucho en México, en donde se observa que después de la temporada de lluvias aparecen los “Baches” sobre los pavimentos asfálticos donde la constitución de esas mezclas son susceptibles a la humedad.

3.10.1. Comportamiento de la mezcla asfáltica ante sollicitaciones de carga

Toda mezcla presenta distintas propiedades reológicas, dependiendo de las propiedades del ligante en sí, la proporción de sus distintos componentes, la distribución de tamaño de partículas, la angularidad de los agregados y la densidad. Las propiedades de estas mezclas asfálticas también varían con el tiempo debido al envejecimiento del ligante.

Desde el punto de vista mecanicista, se resaltan dos principales criterios de falla para los materiales bituminosos: deformaciones permanentes y agrietamientos por fatiga.

3.10.2. Deformaciones permanentes

El asfalto es un material que puede ser considerado elástico lineal a temperaturas bajas y frecuencias de carga altas, pero muestra propiedades viscosas y plásticas a altas

temperaturas. Como resultado, las cargas repetidas del tránsito generan deformaciones permanentes en las capas asfálticas, en especial durante el periodo de verano.

El comportamiento de las mezclas asfálticas con respecto a las deformaciones permanentes depende principalmente del tipo de ligante utilizado, además de la composición de la mezcla, forma y tamaño de las partículas, calidad de los agregados y aditivos, cuando estos son empleados en las vías.

El factor más importante que afecta mucho a la deformación permanente es la temperatura del asfalto. No solo las temperaturas máximas, sino también los gradientes de temperatura, pueden tener una influencia sobre la deformación permanente.

Después de la fase de consolidación al comienzo de la vida de servicio del pavimento, el índice de deformaciones permanentes normalmente decrece con un incremento en las repeticiones de carga, hasta que se regrese a un valor constante. Finalmente, el índice de deformación permanente puede comenzar a incrementarse con un aumento en las repeticiones de cargas. Esta última fase ocurre sobre el camino sólo en situaciones extremas, e indican deterioro total.

La deformación permanente es el deterioro representado por la existencia de una sección transversal de la superficie que ya no ocupa su posición original. También representa la acumulación de pequeñas deformaciones producidas con cada aplicación de carga, esta deformación es irrecuperable. Si bien el ahuellamiento (roderas) puede tener varias causas por ejemplo: debilidad de la mezcla por daño de humedad, abrasión y densificación del tránsito; existiendo dos principales:

El ahuellamiento (roderas) es causado por muchas aplicaciones repetidas de carga al suelo natural; es decir, a la sub-rasante o la base. Aunque la utilización de materiales viales más rígidos reduce parcialmente este tipo de deformación, este fenómeno se lo considera un problema estructural que un problema de los materiales. Frecuentemente, es el resultado de una sección de pavimento demasiado delgada, sin la suficiente profundidad para reducir, a niveles tolerables, las tensiones sobre la sub-rasante cuando las cargas son aplicadas.

Podría ser también el resultado de una sub-rasante debilitada por el ingreso inesperado de humedad. La acumulación de la deformación permanente ocurre más en la sub-rasante que en las capas de la estructura del pavimento.

El otro tipo principal de ahuellamiento se debe a la acumulación de deformaciones en las capas asfálticas; la que es causada por una mezcla asfáltica cuya resistencia al corte está demasiado baja para soportar las cargas pesadas repetidas a las cuales está sometida. A veces el ahuellamiento (roderas) ocurre en una capa superficial débil; en otros casos, la capa superficial no es en sí misma propensa al ahuellamiento, pero acompaña la deformación de una capa inferior más débil.

Cuando una mezcla asfáltica se deforma, se puede observar una resistencia al corte. Cada vez que un vehículo aplica una carga, una deformación pequeña, ocasiona una deformación por corte, que se caracteriza por un movimiento de la mezcla hacia abajo y lateralmente. Con un número dado de repeticiones de carga aparecerán las roderas. Los pavimentos asfálticos deformados tienen una seguridad deficiente ya que los surcos que se forman retienen suficiente agua para provocar hidroplaneo o acumulación de hielo.

Ya que el ahuellamiento es una acumulación de pequeñas deformaciones permanentes, una forma de asegurar que el cemento asfáltico aporte una aceptable resistencia al corte es usar un cemento asfáltico no sólo duro sino de comportamiento lo más próximo posible a un sólido elástico a altas temperaturas del pavimento. Así, cuando una carga es aplicada al cemento asfáltico en la mezcla, éste tiende a operar como una banda de goma y a recuperar su posición original en lugar de permanecer deformado.

3.11. Agrietamiento por fatiga

Si bien una carga simple no genera grietas en el pavimento, las repeticiones de cargas pueden inducir agrietamientos en las capas confinadas. Los esfuerzos cortantes y de tensión, así como las deformaciones en las capas confinadas, causan la deformación de micro-grietas. Estas micro-grietas acumuladas, con la repetición de cargas, pueden generar macro-grietas visibles. Este proceso es llamado fatiga.

El agrietamiento por fatiga se debe a diversos factores que se dan en forma simultánea. Entre ellos, las repetidas cargas pesadas; deflexiones delgadas bajo ruedas pesadas de carga; deflexiones altas aunadas a la tensión horizontal en la superficie de la capa de asfalto y mal drenaje, generado por una mala construcción y diseño del pavimento.

En ocasiones, el agrietamiento por fatiga es tan sólo un signo de que el pavimento ha sobrepasado el número de aplicaciones de carga para el cual fue diseñado y en este caso el pavimento requerirá una rehabilitación planificada. En consecuencia, los mejores consejos para prevenir el rompimiento por fatiga son: un diseño adecuado de la cantidad de cargas pesadas, mantener la sub-rasante seca, usar pavimentos más gruesos, usar materiales de pavimentación no susceptibles a la humedad, y usar mezclas asfálticas elásticas que soporten las deflexiones normales.

El agrietamiento también puede ocurrir como resultado de una combinación de los siguientes mecanismos:

- Agrietamiento inducido por el tránsito
- Agrietamiento por temperatura
- Agrietamiento por reflexión

3.11.1. Agrietamiento inducido por el tránsito

Las cargas del tránsito inducen esfuerzos y deformaciones en las capas del pavimento. Dependiendo de la estructura del pavimento y las propiedades de las capas, los esfuerzos de tensión y cortantes y las deformaciones son inducidas en lugares específicos de las capas confinadas. La aplicación repetida de esos esfuerzos y deformaciones, con el paso repetido del tránsito, inducirá agrietamientos por fatiga en esos puntos.

3.11.2. Agrietamiento por temperatura

Al presentarse temperaturas muy bajas en la superficie del pavimento, se provocarán esfuerzos de tensión y deformaciones en el pavimento, debido a la contracción térmica.

Las grietas suelen ocurrir en la capa base confinada de cemento de un camino compuesto, como resultado de los gradientes térmicos. Si la superficie de un camino está

más caliente que la base, el gradiente térmico causará alabeo el que será restringido por la capa estabilizada con cemento. Esto provocará un esfuerzo de tensión en la parte inferior de la capa estabilizada con cemento, lo que puede llevar al agrietamiento cuando se combina con los esfuerzos de tensión inducidos por el tránsito.

3.11.3. Agrietamiento por reflexión

Estos agrietamientos ocurren si una capa de asfalto está sobre una capa con grietas o juntas, lo cual muestra movimientos horizontales muy grandes por variaciones en la temperatura, o si hay o no poca transferencia de carga a través de las grietas o juntas.

Los agrietamientos por reflexión se dan por deformaciones horizontales controladas por la temperatura de los materiales subyacentes. Estas deformaciones provocarán esfuerzos de tensión en la capa superior, llevando a grietas de reflexión, con y sin la presencia del tránsito.

3.12. Estabilidad y flujo

La estabilidad de un asfalto es su capacidad para resistir desplazamiento y deformación bajo las cargas del tránsito. Un pavimento estable es capaz de mantener su forma y lisura bajo cargas repetidas; un pavimento inestable desarrolla ahuellamientos, ondulaciones y otras señas que indican cambios en la mezcla.

Los requisitos de estabilidad están establecidos tras la realización de un análisis completo del tránsito, ya que las especificaciones de estabilidad para un pavimento dependen del tránsito esperado. Las especificaciones de estabilidad tienen que ser muy altas para que el tránsito esperado sea el idóneo, pero no más altas de lo que exijan las condiciones de tránsito. Valores muy altos de estabilidad producen un pavimento demasiado rígido y por lo tanto, se obtendrá un pavimento de menor duración.

La estabilidad de una mezcla depende de la fricción y la cohesión interna. La fricción interna en las partículas de agregado está relacionada con las características del agregado tales como forma y textura superficial. La cohesión resulta de la capacidad ligante del asfalto. Un grado propio de fricción y cohesión interna, en la mezcla, previene

que las partículas de agregado se desplacen unas respecto a otras debido a las fuerzas ejercidas por el tráfico.

En términos generales, entre más angular sea la forma de las partículas de agregado y más áspera sea su textura superficial, más alta será la estabilidad de la mezcla.

El flujo es calculado en centésimas de pulgada, y representa la deformación de la briqueta. La deformación se la indica por la reducción en el diámetro vertical de briqueta.

Las mezclas cuyos valores de fluencias son bajos y de valores de estabilidad muy altos son consideradas demasiado frágiles y rígidas para un pavimento en servicio. Aquellas que tienen valores altos de fluencia se consideran demasiado plásticas y tienden a deformarse rápidamente bajo las cargas del tránsito.

Para la medición de la estabilidad como el flujo se requiere de la prueba Marshall la cual permite medir la resistencia a la deformación de la mezcla (estabilidad) y la deformación, bajo carga, que ocurre en la mezcla.

Esta es una breve reseña en la cual se explica el procedimiento del ensayo Marshall para su mejor comprensión de dicha prueba:

1. Se calientan las probetas en un baño de agua a 60°C. Esta temperatura indica, normalmente, la temperatura más caliente que un pavimento en servicio va a experimentar.
2. La probeta es removida del baño, secada y colocada de inmediato en el aparato Marshall; que consiste de un dispositivo que aplica una carga sobre la probeta y de unos medidores de cara y deformación (flujo).
3. La carga del ensayo es aplicada a la probeta a una velocidad constante de 51mm por minuto hasta que la muestra falle. La falla está definida como la carga máxima que la briqueta puede resistir.
4. La carga de falla se registra como el valor de estabilidad Marshall y la lectura del medidor de flujo se registra como flujo.

4. CARACTERÍSTICAS Y COMPORTAMIENTO DE LA MEZCLA

Una muestra de mezcla de pavimentación preparada en el laboratorio se la analiza para determinar su posible desempeño en la estructura del pavimento. El análisis se enfoca en cuatro características de la mezcla, y la influencia que estas puedan tener en el comportamiento de la mezcla. Las cuatro características son:

- Densidad de la mezcla
- Vacíos de aire, o simplemente vacíos.
- Vacíos en el agregado mineral.
- Contenido de asfalto.

4.1. Densidad

La densidad de la mezcla compactada está definida como su peso unitario (el peso de un volumen específico de la mezcla). “La densidad es una característica muy importante debido a que es esencial tener una alta densidad en el pavimento terminado para obtener un alto rendimiento”. *Principios de Construcción de Pavimentos de mezcla asfáltica en caliente. Cap.3, del Asphalt Institute MS-22.*

En las pruebas y el análisis del diseño de mezclas, la densidad de la mezcla compactada se expresa, generalmente, en kilogramos por metro cúbico. La densidad se la calcula al multiplicar la gravedad específica total de la mezcla por la densidad del agua (1000 kg/m³). Ese valor obtenido en el laboratorio será la densidad patrón, y se la aplica como referencia para saber si la densidad del pavimento terminado es, o no, adecuada. Las especificaciones usualmente requieren que la densidad del pavimento sea un porcentaje de la densidad del laboratorio. Esto se debe a que rara vez la compactación in situ logra las densidades que se obtienen aplicando procesos normalizados de compactación de laboratorio.

4.2. Vacíos de Aire (o simplemente vacíos)

Los vacíos de aire son espacios pequeños de aire, o bolsas de aire, que están presentes entre los agregados revestidos en la mezcla final compactada. Es necesario que todas las mezclas densamente graduadas contengan cierto porcentaje de vacíos para permitir

alguna compactación adicional bajo el tráfico, y proporcionar espacios a donde pueda fluir el asfalto durante su compactación adicional. El porcentaje permitido de vacíos (en muestras de laboratorio) para capas de base y capas superficiales está entre 3 y 5%, dependiendo del diseño específico.

La durabilidad de un pavimento asfáltico está en función del contenido de vacíos. La razón de esto es que entre menor sea la cantidad de vacíos, la permeabilidad de la mezcla también será menor. Un contenido demasiado alto de vacíos proporciona pasajes, por medio de la mezcla, por los cuales puede entrar el agua y el aire, y causar deterioro. Por otro lado, un contenido demasiado bajo de vacíos puede producir exudación de asfalto; una condición en donde el exceso de asfalto es exprimido fuera de la mezcla hacia la superficie.

La densidad y el contenido de vacíos están relacionados muy estrechamente. Al aumentar la densidad, el porcentaje de vacíos en la mezcla disminuye, y viceversa. Las especificaciones de la obra requieren de densidades que permitan acomodar el menor número posible (en la realidad) de vacíos: preferiblemente menos del 8%.

4.3. Vacíos en el Agregado Mineral (VMA)

Los vacíos en el agregado mineral (VMA) son los espacios de aire que hay entre las partículas de agregado en una mezcla compactada de pavimentación, incluyendo los espacios que están llenos de asfalto.

El VMA representa el espacio disponible para acomodar el volumen efectivo de asfalto (todo el asfalto menos la porción que se pierde en el agregado) y el volumen de vacíos necesario en la mezcla. Al aumentar el VMA, habrá más espacio para las películas de asfalto. Existen valores mínimos para VMA los cuales están recomendados y especificados en base al tamaño del agregado. Estos valores se basan en el hecho de que si la película de asfalto que cubre las partículas de agregado es más gruesa, más durables será la mezcla. La fig. 4.1 ilustra el concepto de VMA y la fig. 4.2 presenta los valores requeridos.

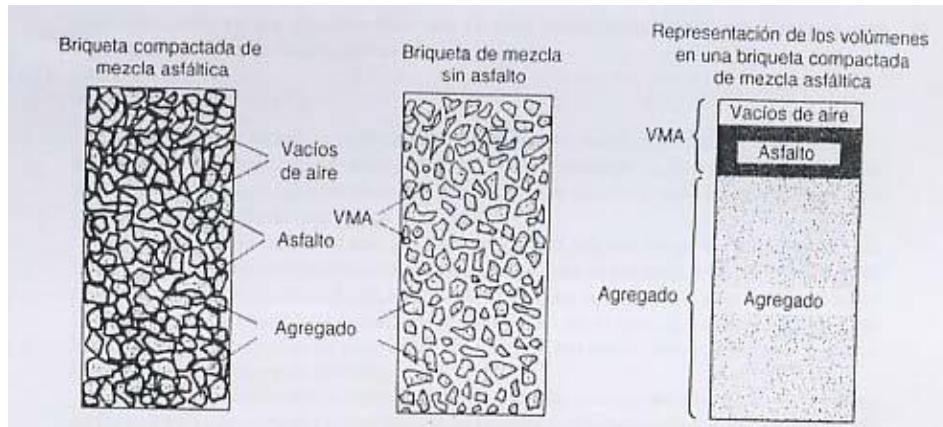


Figura 4.1.- Ilustración del VMA en una Probeta de Mezcla Compactada (Nota: para simplificar el volumen de asfalto absorbido no es mostrado)

Tamaño Máximo en mm		VMA mínimo, por ciento		
Porcentaje		Vacíos de Diseño, por ciento ²		
mm	in.	3.0	4.0	5.0
1.18	No. 16	21.5	22.5	23.5
2.36	No. 8	19.0	20.0	21.0
4.75	No. 4	16.0	17.0	18.0
9.5	3/8	14.0	15.0	16.0
12.5	1/2	13.0	14.0	15.0
19.0	3/4	12.0	13.0	14.0
25.0	1.0	11.0	12.0	13.0
37.5	1.5	10.0	11.0	12.0
50	2.0	9.5	10.5	11.5
63	2.5	9.0	10.0	11.0

¹ Especificación Norma para Tamaños de Tamices usados en Pruebas, ASTM E 11 (AASHTO M 90)
² El tamaño máximo nominal de partícula es un tamaño mas grande que el primer tamiz que retiene mas de 10 por ciento del material.
³ Interpola el VMA mínimo para los valores de vacíos de diseño que se encuentren entre los que están citados.

Figura 4.2.- Vacíos en el Agregado Mineral (Requisitos de VMA)

La obtención de un espesor durable de película de asfalto, está en tener valores mínimos de VMA; un aumento en la densidad de la graduación del agregado, hasta que se obtenga valores de VMA por debajo del mínimo indicado, resultará en películas delgadas de asfalto y en mezclas de baja durabilidad y apariencia seca. Entonces sería perjudicial para la calidad del pavimento, disminuir el VMA para economizar el contenido de asfalto.

4.4. Contenido de Asfalto

La proporción de asfalto en la mezcla es importante y se lo obtiene exclusivamente en el laboratorio, y después será controlada con exactitud en la obra. El contenido de asfalto de

una mezcla particular se establece empleando normas o criterios (discutidos más adelante) dictados por el método de diseño seleccionado.

El contenido óptimo de asfalto de una mezcla depende, en gran parte, de las características del agregado como lo son la granulometría y la capacidad de absorción. La granulometría del agregado tiene una fuerte relación con el contenido óptimo del asfalto. Mientras más finos contenga la graduación de la mezcla, aumentará el área superficial total, y, mayor será la cantidad de asfalto requerida para cubrir, uniformemente, todas las partículas. Por otro lado las mezclas más gruesas (agregados más grandes) exigen menos asfalto debido a que poseen menos área superficial total.

La relación entre el área superficial del agregado y el contenido óptimo de asfalto es más pronunciada cuando hay relleno mineral (fracciones muy finas de agregado que pasan a través del tamiz de 0.075 mm (Nº 200)). Los pequeños incrementos en la cantidad de relleno mineral, pueden absorber gran parte el contenido de asfalto, obteniendo así una mezcla inestable y seca. Las pequeñas disminuciones tienen el efecto contrario: poco relleno mineral resulta en una mezcla húmeda y óptima. Cualquier variación en el contenido o relleno mineral causa cambios en las propiedades de la mezcla, haciéndola variar de seca a húmeda. Si una mezcla contiene poco o demasiado relleno mineral, cualquier ajuste arbitrario, para corregir la situación, probablemente la empeorará. En lugar de realizar ajustes arbitrarios, se puede realizar unas pruebas apropiadas para hallar las causas de las variaciones y, de ser posible, establecer otro diseño de mezcla.

La capacidad de absorción (habilidad para absorber asfalto) del agregado usado en la mezcla es importante para determinar el contenido óptimo de asfalto. Esto se debe a que se tiene que agregar suficiente asfalto a la mezcla para permitir absorción, y para que además se puedan cubrir las partículas con una película adecuada de asfalto. Los técnicos hablan de dos tipos de asfalto cuando se refieren al asfalto absorbido y al no absorbido: contenido total de asfalto y contenido efectivo de asfalto.

El contenido total de asfalto es la cantidad de asfalto que debe ser adicionada a la mezcla para producir las cualidades deseadas en la mezcla. El contenido efectivo de asfalto es el volumen de asfalto no absorbido por el agregado; es la cantidad de asfalto que forma una

película ligante efectiva sobre la superficie de los agregados. El contenido efectivo de asfalto se obtiene al restar la cantidad absorbida de asfalto del contenido total de asfalto.

La capacidad de absorción de un agregado es la característica principal en la definición del contenido de asfalto de una mezcla; que puede ser conocida como la capacidad de absorción de las fuentes comunes de agregados, pero es necesario efectuar procesos muy cuidadosos cuando son usadas fuentes nuevas.

4.5. Propiedades Consideradas en el Diseño de Mezclas

Las buenas mezclas asfálticas en caliente trabajan bien debido a que son diseñadas, producidas y colocadas para obtener las propiedades más idóneas. Hay varias propiedades que contribuyen a la buena calidad de pavimentos de mezclas en caliente que son: la estabilidad, la durabilidad, la impermeabilidad, la trabajabilidad, la flexibilidad, la resistencia a la fatiga y la resistencia al deslizamiento.

El objetivo primordial del proceso de diseño de mezclas es garantizar que la mezcla de pavimentación posea cada una de estas propiedades. Por lo tanto, hay que saber qué significa cada una de estas propiedades, cómo será evaluada, y qué representa en términos de rendimiento del pavimento.

4.6. Estabilidad

La estabilidad de un asfalto es su capacidad de resistir desplazamientos y deformación bajo las cargas del tránsito. Un pavimento estable es capaz de conservar su forma y lisura bajo cargas repetidas, un pavimento inestable desarrolla ahuellamientos (canales), ondulaciones (corrugación) y otras señas que indican cambios en la mezcla.

Ciertos requisitos solo se estabilizan tras un análisis completo del tránsito, ya que las especificaciones de estabilidad para un pavimento dependen del tránsito esperado. Dichas especificaciones deben ser bastante altas para acomodar correctamente el tránsito esperado, pero no más altas de lo que exijan las condiciones de tránsito. Valores muy altos de estabilidad producen un pavimento demasiado rígido, es decir, menos durable que lo deseado.

La estabilidad de una mezcla depende de la fricción y la cohesión interna. La fricción interna en las partículas de agregado (fricción entre partículas) se relaciona con características del agregado tales como forma y textura superficial. La cohesión resulta de la capacidad ligante del asfalto. Un grado propio de fricción y cohesión interna, en la mezcla, previene que las partículas de agregado se desplacen unas respecto a otras debido a las fuerzas ejercidas por el tráfico.

De no existir agregados disponibles con características de alta fricción interna, se opta por el uso de mezclas más económicas, en lugares donde se espere tráfico liviano, utilizando agregados con valores menores de fricción interna.

La fuerza ligante de la cohesión aumenta al incrementar la frecuencia de carga (tráfico). La cohesión también aumenta si sube la viscosidad del asfalto, o cuando se reduce la temperatura del pavimento; además, y hasta cierto nivel, la cohesión aumenta con aumentos en el contenido de asfalto. Si este nivel es sobrepasado, los aumentos en el contenido de asfalto producen una película demasiado gruesa sobre las partículas de agregados, dando como resultado una pérdida de fricción entre partículas. Hay muchas causas y efectos asociados con una estabilidad insuficiente en el pavimento.

Tabla 4.1: Causas y Efectos respecto a la Estabilidad de las Mezclas Asfálticas

CAUSAS	EFECTOS
Exceso de asfalto en la mezcla	Ondulaciones, ahuellamientos y afloramiento o exudación.
Exceso de arena de tamaño medio en la mezcla	Baja resistencia durante la compactación y posteriormente, durante un cierto tiempo; dificultad para la compactación.
Agregado redondeado sin, o con pocas, superficies trituradas	Ahuellamiento y canalización.

4.7. Análisis de Densidad y Vacíos

Tras completar los ensayos de estabilidad y fluencia, se efectúa un análisis de densidad y vacíos para cada serie de probetas de prueba, cuyo objetivo es determinar el porcentaje de vacíos en la mezcla compactada.

4.8. Análisis de las Densidades

Descripción.

- 1) Se debe pesar la muestra mediante una balanza, ya sea manual o electrónica, para la obtención del **Peso Seco**.
- 2) Después, para la obtención del **Peso Saturado**, se realiza la inmersión de la muestra en el agua, mediante un reservorio, dejar suspendida la muestra para ser pesada, y luego anotar el resultado respectivo.
- 3) Si es necesario, se requiere secar la muestra analizada, mediante un papel absorbente, y luego, se pasa a la balanza para medir su peso, y así obtener el **Peso Saturado Superficialmente Seco**, cuyo valor debe ser mayor al del **Peso Seco**. De no realizar ese proceso, al resultado del **Peso Seco** se le agregan entre 0.1 a 1 gr en el resultado previamente pesado.

Para calcular las densidades, se debe calcular el volumen mediante la ecuación (4.1):

$$Volumen = \text{Peso Superficialmente Seco} - \text{Peso Saturado} \quad (4.1)$$

La densidad de cada muestra es calculada por medio de la ecuación (4.2):

$$Densidad = \frac{\text{Peso Seco}}{\text{Volumen}} \quad (4.2)$$

4.9. Descripción de la Prueba Rice.

4.9.1. Equipos:

Picnómetro de Vacío: Ya sea de metal o de plástico con un diámetro de aproximadamente 180 a 260 mm y 160 mm de altura mínima. Estará equipado con una tapa transparente con empaquetadura de goma y una conexión para la línea de vacío.

Balanza: Con una precisión de 0.1 gr y conforme a los requerimientos de la especificación ASTM D 4753.

Bomba de vacío: Capaz de evacuar el aire desde el contenedor de vacío a una presión residual de 4 kPa (0.04 kgf/cm²) o inferiores a esta presión.

Manómetro o Indicador de vacíos: Adecuado para medir el vacío. Este dispositivo puede ser conectado directamente a la fuente de vacío.

Manómetro de presión residual: Se utiliza para la confirmación de la presión que se aplica al recipiente y que será capaz de medir la presión residual de 4kPa o menos.

Termómetro: Calibrado, de vidrio, de rango adecuado y con subdivisiones de escala máxima de error de 0.5°C. Los termómetros se usarán de acuerdo a la especificación ASTM E 1.

Válvula de vacío: Facilita el ajuste de vacío que se aplican al picnómetro con la muestra.

Dispositivo de agitación mecánica: Capaz de aplicar una suave y constante agitación de la muestra. Este dispositivo estará equipado con un medio de anclaje firmemente al picnómetro de vacío para que no se mueva en la superficie del dispositivo.

Horno: Capaz de mantener una temperatura constante de 110°C.

Muestras de ensayo de las 3 vías seleccionadas.

4.9.2. Procedimiento

- Calibración de los recipientes: si se utiliza el picnómetro para el pesaje en el aire, hay que determinar adecuadamente el peso del agua requerido para llenar a una temperatura de 25°C, lo cual debe asegurarse mediante el uso de una placa de vidrio que sirva de cubierta y pesarlo (PESO PICNÓMETRO + AGUA).
- Separar las partículas de la muestra a mano, teniendo cuidado de no fracturar las partículas minerales.
- Enfriar la muestra a temperatura ambiente.
- Pesar el recipiente con la muestra y designar un peso neto (PESO MEZCLA SUELTA).
- Agregar suficiente agua a 25°C de temperatura, para cubrir toda la muestra.
- Colocar la tapa en el picnómetro de vacío.
- Colocar el picnómetro de vacío con la muestra y el agua, en el dispositivo de agitación mecánica.
- Remover el aire atrapado en la muestra, aumentando gradualmente la presión de vacío hasta que el manómetro de presión marque 4 kPa durante un período de 15 minutos.
- Agitar el picnómetro de vacío con el contenido ya sea continuamente mediante el dispositivo mecánico a intervalos de alrededor de 2 minutos.
- El vacío puede aplicarse y disminuirse gradualmente empleando la válvula de vacío.
- Inmediatamente, luego de remover el aire atrapado, se sigue este proceso:

- ❖ Peso en el aire: para esto, llenar lentamente el picnómetro de vacío tratando de no introducir aire en la muestra.
- ❖ Medir y registrar la temperatura del agua en el picnómetro de vacío.
- ❖ Retirar el termómetro, llenar totalmente el picnómetro utilizado y cubrir con la placa de vidrio teniendo cuidado de no atrapar el aire por debajo de la placa.
- ❖ Eliminar cualquier humedad del exterior del picnómetro de vacío y de la placa.
- ❖ Calcular la masa del picnómetro de vacío más la placa y sus contenidos completamente lleno de agua, y designar un peso llamado PESO PICNÓMETRO + AGUA + MATERIAL.

4.9.3. Datos del ensayo del Rice

Para la obtención del RICE, se debe usar la siguiente ecuación (4.3):

$$RICE = \frac{C}{A-(B-C)} \quad (4.3)$$

Donde:

A = PESO PICNÓMETRO + AGUA (gr)

B = PESO PICNÓMETRO + AGUA + MATERIAL (gr)

C = PESO DE LA MEZCLA SUELTA (gr)

4.9.4. Cálculo del porcentaje de vacíos de las muestras asfálticas.

El cálculo del porcentaje de vacíos de una mezcla asfáltica compactada está dado mediante la siguiente ecuación (4.4):

$$\%Vacios = 100 * \left(\frac{RICE - DENSIDAD\ BULK}{RICE} \right) \quad (4.4)$$

4.10. Análisis de Vacíos

Los vacíos son las pequeñas bolsas de aire que se encuentran entre las partículas de agregado revestidas de asfalto. El porcentaje de vacíos es calculado desde el peso específico total de cada probeta compactada y del peso específico teórico de la mezcla de pavimentación (sin vacíos). Este último se lo determina partiendo de los pesos específicos del asfalto y el agregado de la mezcla, con un margen apropiado para tener en cuenta la

cantidad de asfalto absorbido por el agregado, o directamente mediante un ensayo normalizado (AASHTO T 2091) efectuado sobre la muestra de mezcla sin compactar. El peso específico total de las probetas compactadas se determina pesando las probetas en aire y en agua.

4.11. Análisis de Peso Unitario

El peso unitario promedio para cada muestra se determina multiplicando el peso específico total de la mezcla por 1000 Kg/m³ (62.4 lb/ft³).

4.12. Análisis de VMA

Los vacíos en el agregado mineral, VMA, están definidos por el espacio intergranular de vacíos ubicados entre las partículas de agregado de la mezcla de pavimentación compactada, donde se incluyen los vacíos de aire y el contenido efectivo de asfalto, y se expresan como un porcentaje del volumen total de la mezcla. El VMA es calculado con base en el peso específico total del agregado y se expresa como un porcentaje del volumen total de la mezcla compactada. Por último, el VMA es calculado restando el volumen de agregado (determinado mediante el peso específico total del agregado) del volumen total de la mezcla compactada.

El VMA se calcula mediante la ecuación (4.5):

$$VMA = 100 - \frac{G_{mb} - P_s}{G_{sb}} \quad (4.5)$$

Donde:

VMA: Vacíos en el agregado mineral, en %

Gsb: Gravedad específica del total de agregado.

Gmb: Gravedad específica de las briquetas.

Ps: Porcentaje de agregados.

4.13. Análisis de VFA

Los vacíos llenos de asfalto, VFA, son el porcentaje de vacíos intergranulares entre las partículas de agregado (VMA) que se encuentran llenos de asfalto. El VMA abarca asfalto

y aire, y por lo tanto, el VFA se calcula al restar los vacíos de aire de VMA, y luego dividiendo por el VMA, y expresando el valor final como un porcentaje.

El análisis VFA se lo calcula al restar los vacíos de aire por el VMA, y luego dividiendo por el VMA, de esa manera su valor final será expresado como porcentaje, como se indica en la ecuación (4.6):

$$VFA = \frac{VMA - \%Vacios}{VMA} \quad (4.6)$$

Donde:

VFA: Volumen llenos de asfalto, en %.

%vacíos: Porcentaje de vacíos, dada en la ecuación (4.4).

VMA: Vacíos en el agregado mineral, dada en la ecuación (4.5).

5. SELECCIÓN DE VÍAS A ESTUDIAR

5.1. Criterios y Características de Selección

En este proyecto se ha decidido realizar los ensayos con núcleos de carpeta asfáltica que se extrajeron en 3 vías de la región Amazónica, entre 3 y 4 años de tiempo de colocación, y con diferentes estados de vía que son: mal estado, estado regular y buen estado; y para todos los casos se cumplieron normas de calidad del MTOP 2002 para los diferentes materiales.

Con el tiempo de colocación adecuado, donde las características de endurecimiento o envejecimiento del cemento asfáltico se logren estabilizar, se busca un factor común que indique que si va el daño acumulado del pavimento, solo sea representativo el efecto del paso de las cargas, no la variación de la rigidez de la mezcla, provocado por el mayor o menor número de años transcurrido desde su colocación.

Se extrajeron 12 núcleos de cada vía, que fueron tomados en una misma banda de pavimentación, lo que generalmente coincide con el ancho de un carril, con un espaciado aproximado de 5 metros.

Esta concentración permite extraer los núcleos en 60 m de longitud, lo que garantiza que la mezcla analizada sea uniforme ya que procede de la misma volqueta de transportación o de dos volquetas contiguas si fuese un caso especial.

5.2. Evaluación de los tramos de las carreteras que se estudiaron

Las 3 vías están ubicadas en la Provincia de Morona Santiago, y estas fueron las escogidas para el desarrollo de los ensayos:

Puente Pastaza - Macas, con 4 carriles, se barrenó el carril exterior del lado izquierdo, en el tramo 18+600 a 18+660. El estado de la carretera es regular, con una base asfáltica de 3" y una carpeta asfáltica de 2". Hay sectores con tendencias al ahuellamiento, de severidad baja.

Limón – Plan de Milagro, con 2 carriles, se barrenó el carril izquierdo en el tramo 3+740 a 7+800. El estado de la vía es malo, con una carpeta asfáltica de 3", con 50% de la superficie con signos de peladuras (desmoronamiento e intemperismo) de severidad baja, además de fisuras longitudinales en un 10 a 15% de su área con severidad baja y media, que pueden significar piel de cocodrilo en fase de desarrollo. No hay evidencias de deformaciones permanentes.

Sucúa – Logroño – Bella Unión, con 4 carriles, se barrenó el carril exterior de la calzada derecha, en el tramo 1+815 a 1+875. El estado de la sección es bueno, con una carpeta asfáltica de 3", y menos del 5% de fisuras de piel de cocodrilo de severidad baja o media. No hay evidencias de deformaciones permanentes.

5.3. Calidad de las mezclas asfálticas en las vías

Este tipo de prueba fue calculado a partir de pruebas de laboratorio realizadas a mezclas procedentes de 2 núcleos de cada vía, los cuales fueron calentados, desmenuzados, cuarteados y procesados de acuerdo a las pruebas en particular. Dichas pruebas son: extracción de asfalto, granulometría y Rice. Y es con esta última donde se logró obtener los porcentajes de huecos.

5.3.1. Vía Puente Pastaza – Macas (P.P.M.)

Prueba de Extracción de Asfalto

W1. PESO DE LA MUESTRA DE MEZCLA ASFÁLTICA (gr):	1000,00
F1. PESO DEL FILTRO ANTES DE LA EXTRACCIÓN (gr):	9,00
W2. CONTENIDO DE HUMEDAD (gr):	0,00
W3A. PESO DE AGREG. LAVADOS EN CENTRÍFUGA (gr):	934,00
F2. PESO DEL FILTRO DESPUES DE LA EXTRACCIÓN (gr):	10,70
W3B = F2 - F1	1,70
W3. PESO AGREG. INCLUYENDO FILTRO (gr) (W3A+W3B):	935,70
W4. PESO DE MATERIAL MINERAL EN EXTRACTO (gr):	3,50
% DE ASFALTO = $\{[(W1-W2) - (W3+W4)] / (W1-W2)\} * 100$	6,08

Chequeo granulométrico en agregados extraídos.

Para la vía Puente Pastaza - Macas, la Tabla 5.1 se detalla la granulometría de los agregados por medio de tamices, la Gráfica 5.1 se interpreta a través de la curva granulométrica, y así cumplir las normas dadas en el MOP 2002 relacionando con el porcentaje de pasante acumulado de los agregados.

Tabla 5.1: Análisis granulométrico del agregado vía Puente Pastaza - Macas

ABERTURA DE TAMICES		PESO RET. ACUM. (gr)	% RETENIDO ACUMULADO	% PASADO ACUMULADO	ESPEC. 1/2" MOP 2002	
No.	mm				Mínimo	Máximo
3/4"	19,00	0,0	0,0	100,0	100	100
1/2"	12,70	39,0	4,2	95,8	90	100
# 4	4,75	385,0	41,0	59,0	44	74
# 8	2,36	505,0	53,8	46,2	28	58
# 50	0,30	795,0	84,6	15,4	5	21
# 200	0,10	915,0	97,4	2,6	2	10
FONDO	FONDO	939,2				

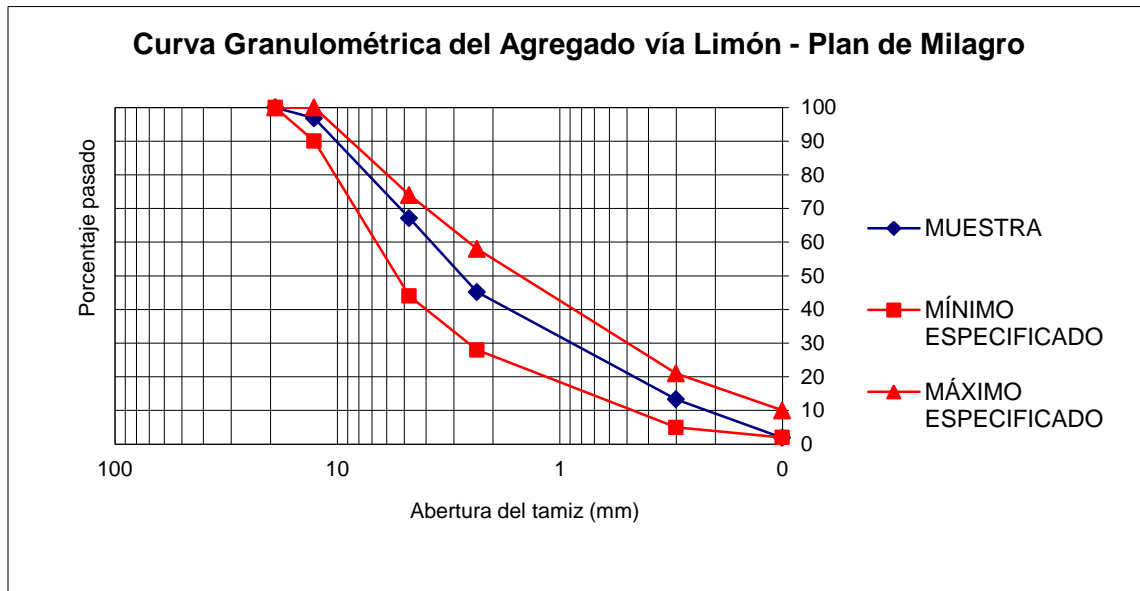
ESPECIFICACIÓN: 1/2". MOP- 001 F- 2002. TABLA 405-5.1.

granulométrica, y así cumplir las normas dadas en el MOP 2002 relacionando con el porcentaje de pasante acumulado de los agregados.

Tabla 5.2: Análisis granulométrico del agregado vía Limón – Plan de Milagro

ABERTURA DE TAMICES		PESO RET. ACUM. (gr)	% RETENIDO ACUMULADO	% PASADO ACUMULADO	ESPEC. 1/2" MOP 2002	
No.	mm				Mínimo	Máximo
3/4"	19,00	0,0	0,0	100,0	100	100
1/2"	12,70	30,0	3,2	96,8	90	100
# 4	4,75	308,0	32,8	67,2	44	74
# 8	2,36	514,0	54,8	45,2	28	58
# 50	0,30	813,0	86,7	13,3	5	21
# 200	0,10	920,0	98,1	1,9	2	10
FONDO	FONDO	937,7				

ESPECIFICACIÓN: 1/2". MOP- 001 F- 2002. TABLA 405-5.1.



Gráfica 5.2: Curva granulométrica del agregado vía Limón – Plan de Milagro

Ensayo RICE

A: PESO DEL FRASCO + AGUA	3096,0 gr
B: PESO DEL FRASCO + AGUA + MATERIAL	3655,0 gr
C: PESO DE LA MEZCLA SUELTA	1000,0 gr
RICE = C / [A - (B - C)] =	2,268

5.3.3. Vía Sucúa – Logroño – Bella Unión (S.L.B.)

Prueba de Extracción de Asfalto

W1. PESO DE LA MUESTRA DE MEZCLA ASFÁLTICA (gr):	1000,00
F1. PESO DEL FILTRO ANTES DE LA EXTRACCIÓN (gr):	9,00
W2. CONTENIDO DE HUMEDAD (gr):	0,00
W3A. PESO DE AGREG. LAVADOS EN CENTRÍFUGA (gr):	936,00
F2. PESO DEL FILTRO DESPUES DE LA EXTRACCIÓN (gr):	10,30
W3B = F2 - F1	1,30
W3. PESO AGREG. INCLUYENDO FILTRO (gr) (W3A+W3B):	937,30
W4. PESO DE MATERIAL MINERAL EN EXTRACTO (gr):	3,50
% DE ASFALTO = $\{[(W1-W2) - (W3+W4)] / (W1-W2)\} * 100$	5,92

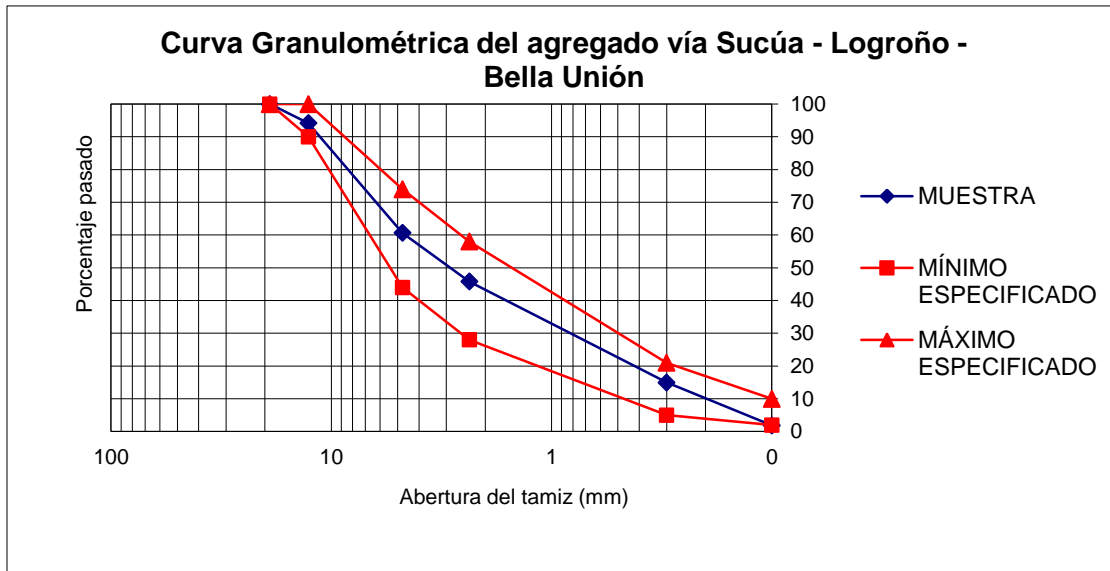
Chequeo granulométrico en agregados extraídos.

Para la vía Sucúa – Logroño – Bella Unión, la Tabla 5.3 se detalla la granulometría de los agregados por medio de tamices, la Figura 5.3 se interpreta a través de la curva granulométrica, y así cumplir las normas dadas en el MOP 2002 relacionando con el porcentaje de pasante acumulado de los agregados.

Tabla 5.3: Análisis granulométrico del agregado vía Sucúa – Logroño – Bella Unión

ABERTURA DE TAMICES		PESO RET. ACUM. (gr)	% RETENIDO ACUMULADO	% PASADO ACUMULADO	ESPEC. 1/2" MOP 2002	
No.	mm				Mínimo	Máximo
3/4"	19,00	0,0	0,0	100,0	100	100
1/2"	12,70	55,0	5,8	94,2	90	100
# 4	4,75	370,0	39,3	60,7	44	74
# 8	2,36	510,0	54,2	45,8	28	58
# 50	0,30	800,0	85,0	15,0	5	21
# 200	0,10	923,0	98,1	1,9	2	10
FONDO	FONDO	940,8				

ESPECIFICACIÓN: 1/2". MOP- 001 F- 2002. TABLA 405-5.1.



Gráfica 5.3: Curva granulométrica del agregado vía Sucúa – Logroño – Bella Unión

Ensayo RICE

A: PESO DEL FRASCO + AGUA	3096,0 gr
B: PESO DEL FRASCO + AGUA + MATERIAL	3682,0 gr
C: PESO DE LA MEZCLA SUELTA	1000,0 gr
RICE = C / [A - (B - C)] =	2,415

6. PRUEBAS EXPERIMENTALES DEL TEMA

6.1. Información General

Este trabajo se va a enfocar a dos pruebas relevantes que son:

- Pruebas Básicas: Se basa en hallar las densidades de las muestras asfálticas y calcular el porcentaje de vacíos.
- Pruebas de Desempeño: módulo de rigidez o deformación controlada, fatiga y deformación plástica o permanente (Creep Dinámico).

6.2. Pruebas Básicas

Las pruebas básicas que se realizaron en las mezclas asfálticas que corresponden a vías de la región amazónica son: la densidad y el porcentaje de vacíos.

6.2.1. Cálculo de las densidades (gravedad específica bruta)

A continuación en las Tablas 6.1, 6.2 y 6.3, se registraron las densidades de los 12 núcleos de cada vía. Este es el proceso a seguir:

- Para el promedio de las 12 densidades, se obtiene al sumar todos sus valores y dividiendo para el número de muestras que se está ensayando.
- La desviación estándar es obtenido mediante un programa de Excel como único dato la fila de las densidades.
- El coeficiente de variación, es calculado al dividir la desviación estándar para el promedio de las densidades de cada vía.
- Se interpretaron los resultados por medio de diagrama de barras de tal forma se pueda mostrar las variaciones de las densidades de cada muestra.

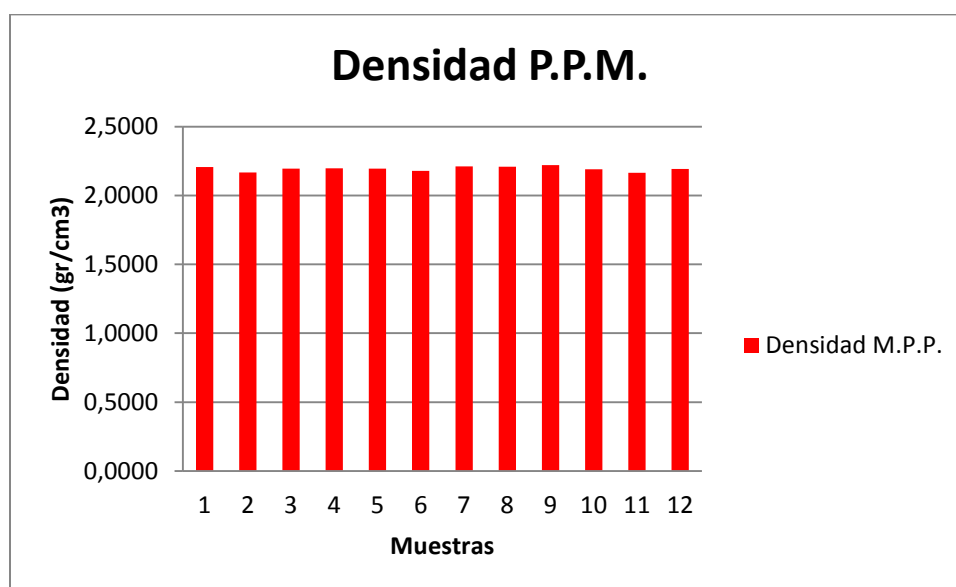
Tabla 6.1 Resultados de las Densidades y Porcentaje de Vacíos de la vía Puente Pastaza
- Macas

E45 Puente Pastaza - Macas (P.P.M.)						
No Muestra	Peso en aire (gr)	Peso en agua (gr)	Peso Saturado en seco (gr)	Volumen (cc)	Densidad (gr/cm³)	Vacios en Mezcla %
1	903,1	493,8	903,3	409,5	2,2054	4,07
2	856	461,4	856,2	394,8	2,1682	5,69
3	876,9	477,4	877,1	399,7	2,1939	4,57
4	878,6	478,9	878,8	399,9	2,1970	4,43
5	857,2	466,7	857,4	390,7	2,1940	4,57
6	754,4	408,2	754,6	346,4	2,1778	5,27
7	889,1	487,1	889,3	402,2	2,2106	3,85
8	936	512,3	936,2	423,9	2,2081	3,96
9	941,4	517,6	941,6	424	2,2203	3,42
10	934,6	508,2	934,8	426,6	2,1908	4,71
11	906,3	487,7	906,5	418,8	2,1640	5,87
12	941,7	512,3	941,9	429,6	2,1920	4,65

RICE: 2,299

Promedio	2,1935
Desv. Estándar	0,0169
Coef. Variación (%)	0,77

Promedio	4,5883
Desv. Estándar	0,7348
Coef. Variación (%)	16,01



Gráfica 6.1 Diagrama de barras de densidades de la vía Puente Pastaza - Macas

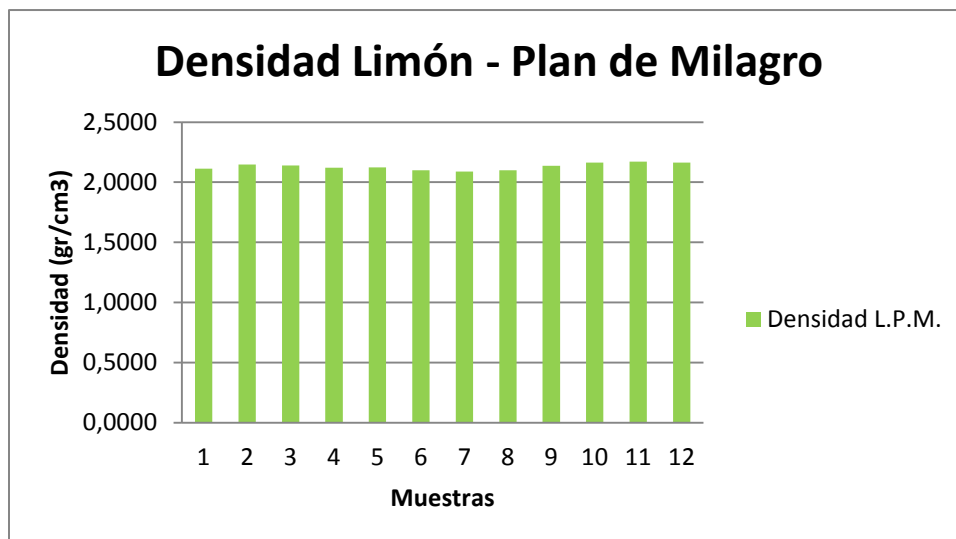
Tabla 6.2 Resultados de las Densidades y Porcentaje de Vacíos de la vía Limón – Plan de Milagro

E45 Limón-Plan de Milagro (L.P.M.)						
No Muestra	Peso en aire (gr)	Peso en agua (gr)	Peso Saturado en seco (gr)	Volumen (cc)	Densidad (gr/cm³)	Vacios en Mezcla %
1	800,2	421,9	800,4	378,5	2,1141	6,78
2	758,1	405,3	758,3	353	2,1476	5,31
3	772,1	411,5	772,3	360,8	2,1400	5,65
4	747,5	395,4	747,7	352,3	2,1218	6,45
5	752,6	398,2	752,8	354,6	2,1224	6,42
6	766,8	402	767	365	2,1008	7,37
7	756,6	394,8	756,8	362	2,0901	7,85
8	761,7	398,9	761,9	363	2,0983	7,48
9	745,5	396,8	745,7	348,9	2,1367	5,79
10	820,7	441,6	820,9	379,3	2,1637	4,60
11	791,8	427,3	792	364,7	2,1711	4,27
12	782,6	421,3	782,8	361,5	2,1649	4,55

RICE: 2,268

Promedio	2,1310
Desv. Estándar	0,0275
Coef. Variación (%)	1,29

Promedio	6,0425
Desv. Estándar	1,2120
Coef. Variación (%)	20,06



Gráfica 6.2 Diagrama de barras de densidades de la vía Limón – Plan de Milagro

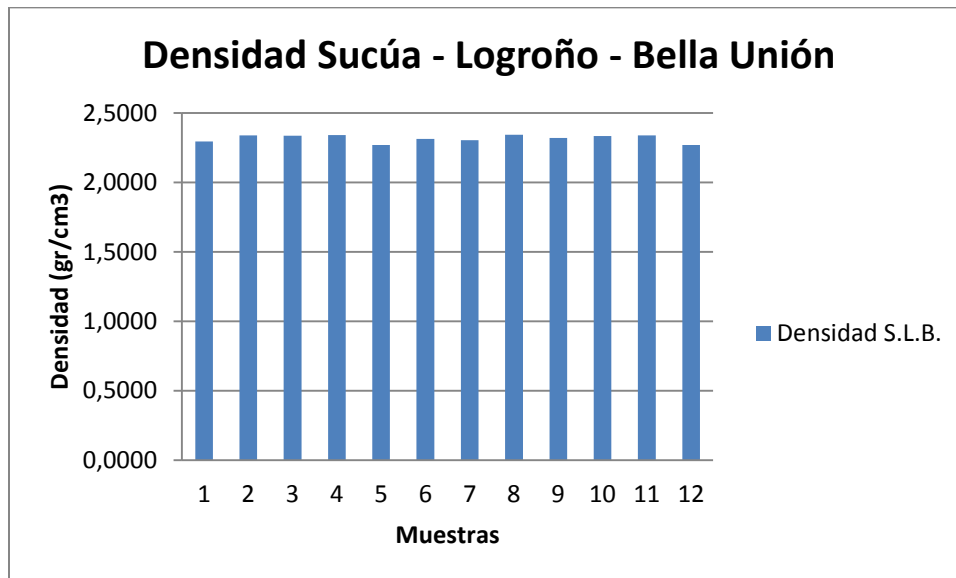
Tabla 6.3 Resultados de las Densidades y Porcentaje de Vacíos de la vía Sucúa – Logroño – Bella Unión

E45 Sucúa - Logroño - Bella Unión (S.L.B.)						
No Muestra	Peso en aire (gr)	Peso en agua (gr)	Peso Saturado en seco (gr)	Volumen (cc)	Densidad (gr/cm³)	Vacios en Mezcla %
1	818,7	462,1	818,9	356,8	2,2946	4,99
2	806,2	461,8	806,4	344,6	2,3395	3,13
3	851,7	487,3	851,9	364,6	2,3360	3,27
4	826,8	474	827	353	2,3422	3,01
5	834,5	467	834,7	367,7	2,2695	6,02
6	868,5	493,2	868,7	375,5	2,3129	4,23
7	810,9	459,4	811,1	351,7	2,3057	4,53
8	855,2	490,5	855,4	364,9	2,3437	2,95
9	816,2	464,7	816,4	351,7	2,3207	3,90
10	823,9	471,3	824,1	352,8	2,3353	3,30
11	888,3	508,9	888,5	379,6	2,3401	3,10
12	814,8	456,2	815	358,8	2,2709	5,97

RICE: 2,415

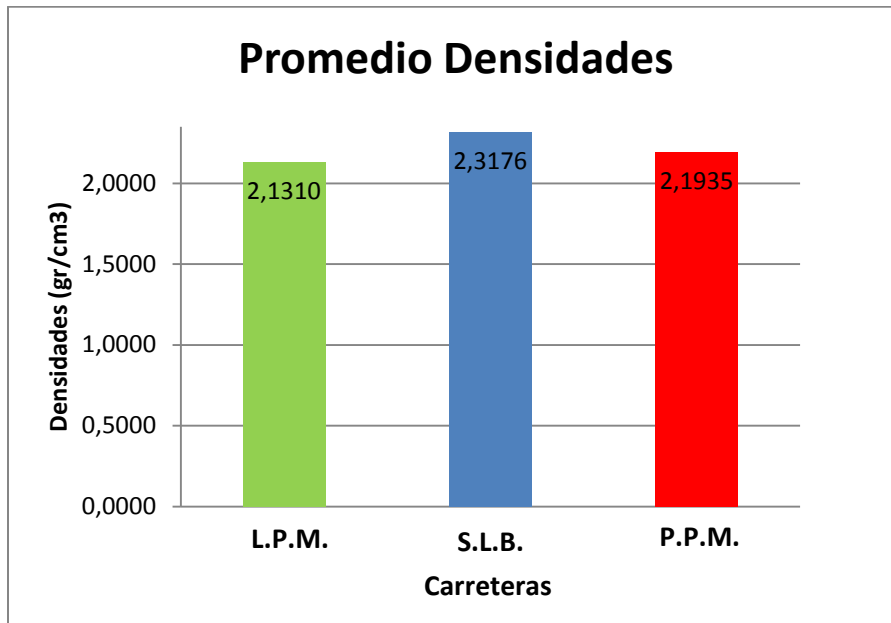
Promedio	2,3176
Desv. Estándar	0,0272
Coef. Variación (%)	1,17

Promedio	4,0336
Desv. Estándar	1,1251
Coef. Variación (%)	27,89



Gráfica 6.3 Diagrama de barras de densidades de la vía Sucúa – Logroño – Bella Unión

En la figura siguiente, (Gráfica 6.4), se muestran las variaciones de las densidades promedio de cada vía.



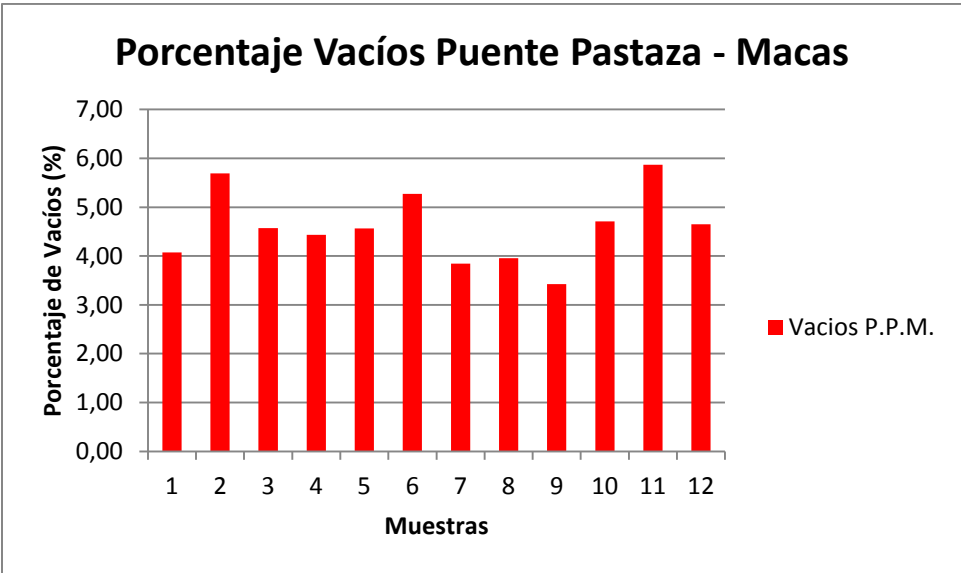
Gráfica 6.4 Diagrama de barras del promedio de las densidades de las 3 carreteras

6.2.2. Cálculo de los porcentajes de vacíos

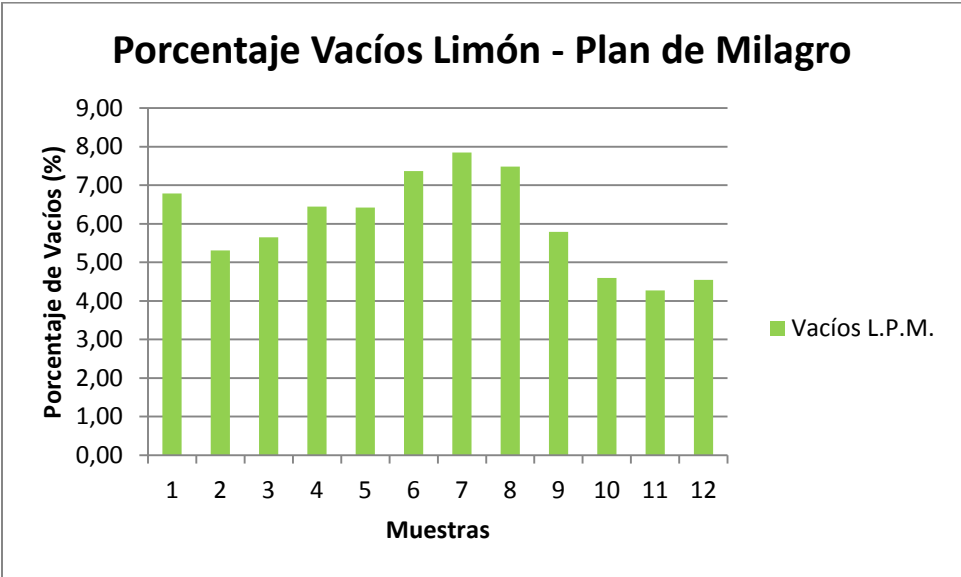
En general, en esta sección se utilizó el mismo proceso de análisis de la sección precedente.

Los resultados de porcentaje de vacíos se encuentran en las Tablas 6.1, 6.2 y 6.3 conjuntamente con los resultados de promedio, desviación estándar y coeficiente de variación.

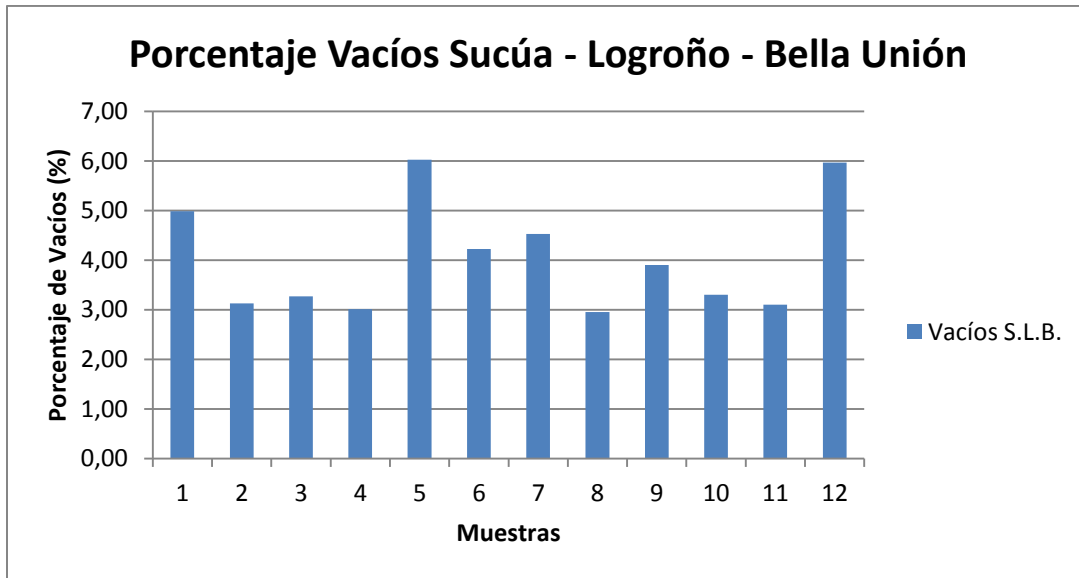
Las Gráficas 6.5, 6.6 y 6.7, se detallan las variaciones de los porcentajes de vacíos de los 12 núcleos de cada vía.



Gráfica 6.5: Diagrama de barras del porcentaje de vacíos de la vía Puente Pastaza - Macas

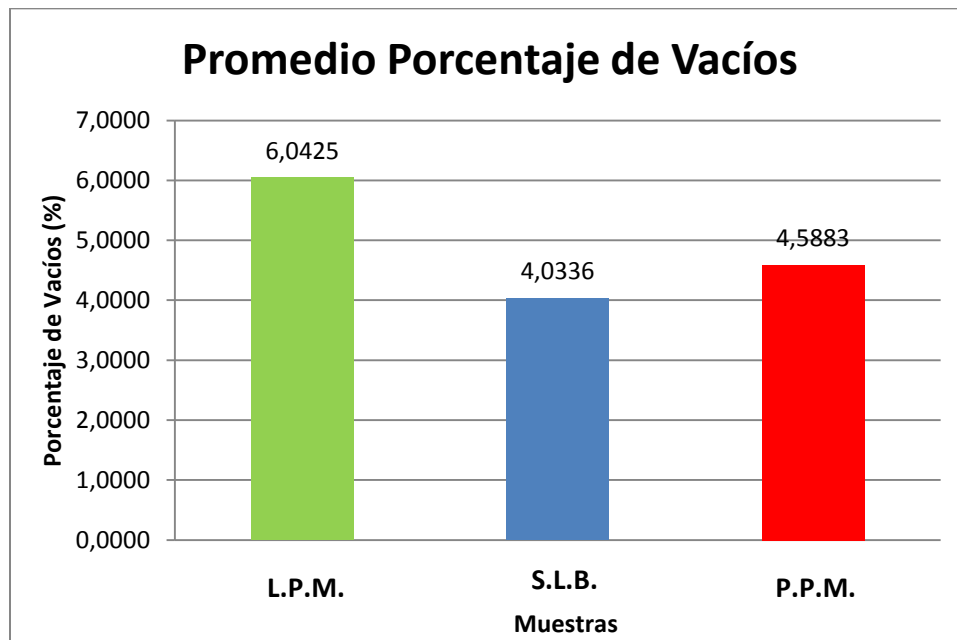


Gráfica 6.6: Diagrama de barras del porcentaje de vacíos de la vía Limón – Plan de Milagro



Gráfica 6.7: Diagrama de barras del porcentaje de vacíos de la vía Sucúa – Logroño – Bella Unión

En la figura siguiente, (Gráfica 6.8), se muestran las variaciones del porcentaje de vacíos promedio de cada vía.



Gráfica 6.8: Diagrama de barras del promedio del porcentaje de vacíos de las 3 carreteras

6.3. Pruebas de Desempeño

6.3.1. Información General.

En el trabajo presente se cuenta con tres importantes pruebas de desempeño, donde el objetivo principal es reconocer la reacción y las propiedades de los núcleos extraídos mediante sus pruebas, la obtención de resultados mediante programas de software para cada ensayo y obtener las mejores conclusiones a cada prueba.

Tales pruebas son las siguientes: módulo de rigidez, ensayo de fatiga y deformación plástica o permanente (Creep dinámico).

Para este proyecto se cuenta con 12 núcleos de cada vía, los cuales se van a distribuirse de la siguiente manera:

1. 3 muestras se usarán para “Pruebas de rigidez bajo deformación controlada” y ensayos de “Deformación Permanente (Creep dinámico)”.
2. 7 muestras serán usados para “Pruebas de fatiga”
3. 2 muestras, se usarán como reserva.

6.3.2. Módulo de Rigidez

Para esta prueba, existen varios métodos de ensayo para hallar el módulo de rigidez en laboratorio para una mezcla asfáltica, en los que se destacan: Ensayo triaxial a probetas cilíndricas y el método indirecto por carga diametral a las muestras cilíndricas.

En este ensayo, se considera la determinación indirecta por carga diametral, en la cual se va a emplear con el equipo Nottingham Asphalt Test (NAT), modelo NU-10 cuyos componentes son los siguientes:

- Un marco de agua.
- Un sistema servo-neumático de carga.
- Un sistema de adquisición de datos.
- Transductores de tipo “Linear Variable Differential Transducer” (LVDT)
- Una cámara termostaticada que regula y mantiene la temperatura a la que se desea realizar durante el ensayo.

- Un compresor de aire.
- Aire acondicionado, el cual regula la temperatura ambiente del laboratorio en el que se encuentra el equipo NAT, de manera que, al abrir la puerta de la cámara, su diferencial de temperatura debe ser mínima.

Este ensayo se basa en la normativa europea CEN 12697-26: 2006 anexo C, pruebas de tensión indirecta en probetas cilíndricas.

La prueba de módulo de rigidez, llamada también tensión indirecta, es un método no destructivo que permite conocer el módulo de rigidez de las mezclas asfálticas ante la deformación controlada.

En el equipo NAT, para realizar ésta y otras pruebas de desempeño, se realizan briquetas con diámetros de 96 ó 102 mm, de 43 a 56 mm de espesor.

6.3.2.1. Descripción del ensayo

Para el desarrollo de la prueba del módulo de rigidez, se utilizarán implementos para el uso de las muestras asfálticas de las vías correspondientes (ver Figuras 6.9, 6.10 y 6.11).

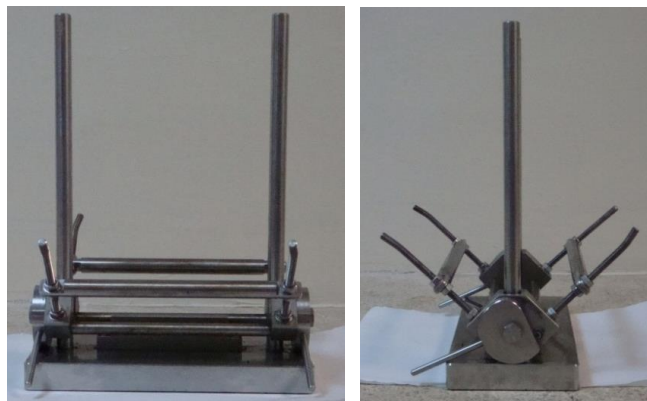


Figura 6.9: Plantilla de alineación del LVDT



Figura 6.10: Patrón de carga superior

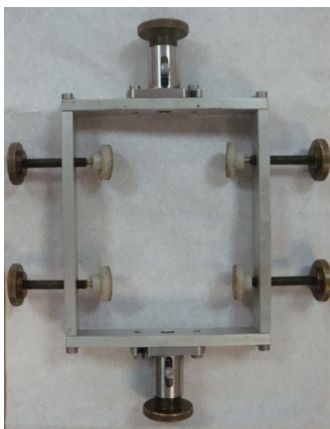


Figura 6.11: Dispositivo para la medición de deformación horizontal

Para la obtención del módulo de rigidez, se ensayaron 3 muestras de las vías de la región Amazónica, para ello el programa de software “Stiffness Micron” es el indicado para su realización. Estos son los datos que se van a ingresar al programa:

- Temperatura de ensayo: 20°C
- Relación de Poisson (μ) = 0.35
- Plazo deseado para carga total: 120 milisegundos
- Deformación horizontal deseada: 5 μ m (para diámetros de 100 mm)
- Número de pulsos de preparación: 5
- Los datos de los espesores y diámetros de cada muestra, serán ingresadas al programa Stiffness Micron.

6.3.2.2. Resultados

Los resultados de los módulos de rigidez de cada muestra fueron calculados por el programa Stiffness Micron, y están mostradas mediante las Tablas 6.4, 6.5 y 6.6.

En este proceso se incluye también el cálculo del promedio del módulo de rigidez para cada vía, con su desviación estándar y el coeficiente de variación.

En la Figura 6.12 se indicará los resultados de cada vía mediante un diagrama de barras, mientras que en la Figura 6.13 muestra los promedios de dichos módulos ya calculados.

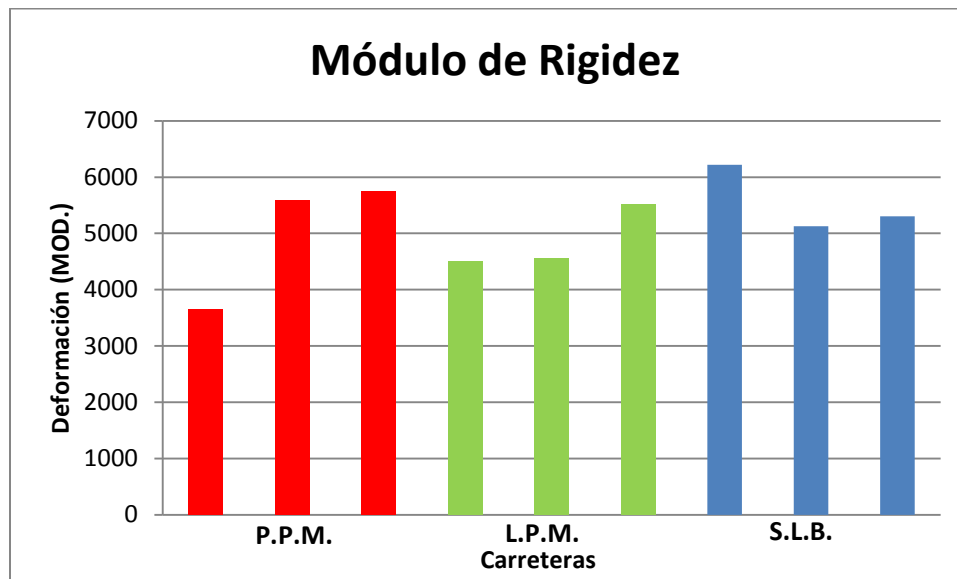
Tablas 6.4, 6.5 y 6.6 correspondientes a los cálculos del Módulo de Rigidez

Vía Estado Regular E45 Puente Pastaza - Macas (P.P.M.)				
Muestra	No Muestra	Espesor (mm)	Diámetro	Deformación (MOD)
1	5	49	102	3651
2	8	53	102	5584
3	12	54	102	5743

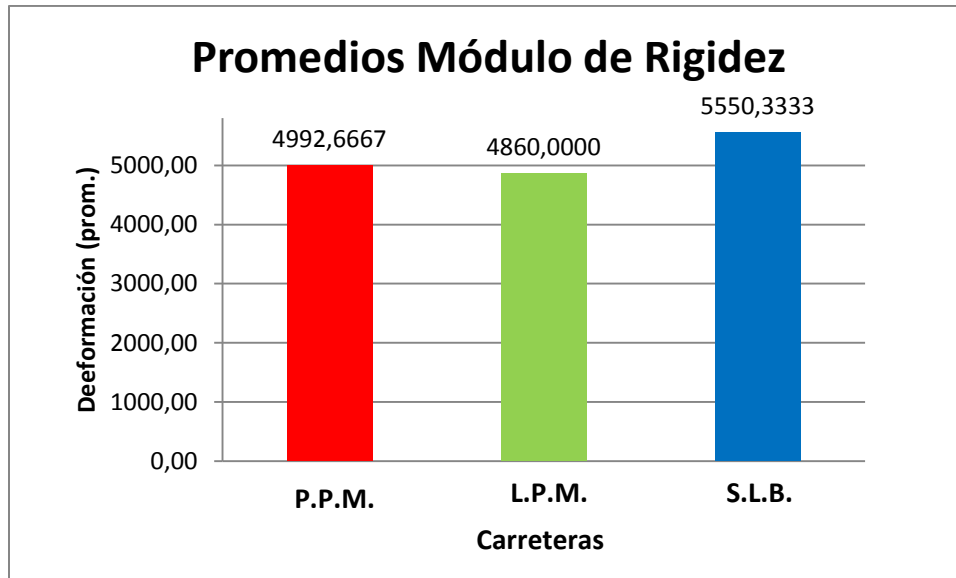
Vía Mal Estado E45 Limón - Plan de Milagro (L.P.M.)				
Muestra	No Muestra	Espesor (mm)	Diámetro	Deformación (MOD)
1	1	55	96	4510
2	6	53	96	4557
3	10	56	96	5513

Vía Buen Estado E45 Sucúa - Logroño - Bella Unión (S.L.B.)				
Muestra	No Muestra	Espesor (mm)	Diámetro	Deformación (MOD)
1	1	52	96	6221
2	3	54	96	5129
3	10	52	96	5301

Promedio	4992,6667	Promedio	4860,0000	Promedio	5550,3333
Desv. Estándar	1164,6340	Desv. Estándar	566,0027	Desv. Estándar	587,1468
Coef. Variación (%)	23,33	Coef. Variación (%)	11,65	Coef. Variación (%)	10,58



Gráfica 6.12: Diagrama de barras de los Módulos de Rigidez de las 3 vías.



Gráfica 6.13: Módulos promedio de rigidez de cada vía

6.3.3. Prueba de Fatiga

La fatiga y el exceso de deformación permanente en la dirección vertical, son los principales procesos de degradación, el cual se intenta controlar tanto el método empírico como el mecanicista, para el diseño de pavimentos.

El fenómeno de fatiga es uno de los mecanismos principales de daño en cuanto a las mezclas asfálticas de servicio (*Rondón, et ál., 2012*).

Esto sucede en las capas ligadas del pavimento y para el caso de pavimentos flexibles, se presenta cuando se formen valores elevados de deformación a tensión en el borde inferior de la capa asfáltica debido a las cargas impuestas por los vehículos (repeticiones).

El paso continuo de los vehículos, hace que la capa asfáltica flexione, creando una cantidad de esfuerzos de tensión en la fibra inferior de la capa asfáltica.

Mediante la repetición de cargas, se pierde rigidez en la mezcla asfáltica y se originan deformaciones plásticas a tracción, las mismas que llevan a la formación de microfisuras.

Debido a las repeticiones continuas de carga y la disminución de rigidez de la mezcla asfáltica, produce coalescencia de microfisuras, produciendo una formación de una visible fisura conocida como macrofisura a nivel de la rasante.

Al aparecer de manera superficial las grietas, la vida del pavimento comienza a disminuirse de forma exponencial, y eso permite la penetración tanto del agua como la del aire.

6.3.3.1. Descripción del ensayo

Dentro de los ensayos de fatiga de mezclas asfálticas el objetivo principal es someter una muestra, de geometría específica, a sollicitaciones repetitivas e idénticas para determinar el “Número de Ciclos de Carga” que puedan soportar. Este número de ciclos de carga soportados antes de la falla, se denomina vida a la fatiga (Rondón, et ál., 2012)

Dentro de los diversos métodos de ensayo que existen para medir el comportamiento a la fatiga, se destacan los siguientes:

- Ensayos de flexión simple.
- Ensayos de flexión con apoyos.
- Ensayos axiales directos.
- Ensayos diametrales.
- Ensayos triaxiales.
- Ensayos de pistas.

En este Proyecto de Titulación se va a usar el ensayo “Diametral”, que puede ser llamado también “Ensayo de Fatiga de Tensión Indirecta”, y se la realiza por medio del equipo NAT (Nottingham Asphalt Tester).

El ensayo de fatiga o de tensión indirecta simula un estado de esfuerzos biaxial que, comparado con los ensayos uniaxiales, representa mejor las condiciones de campo (Rondón, et ál., 2012).

En la prueba de fatiga, la muestra es cargada de forma repetitiva con un esfuerzo que actúa tanto en dirección vertical como paralela a la sección transversal de la muestra (ver Figura 6.14).

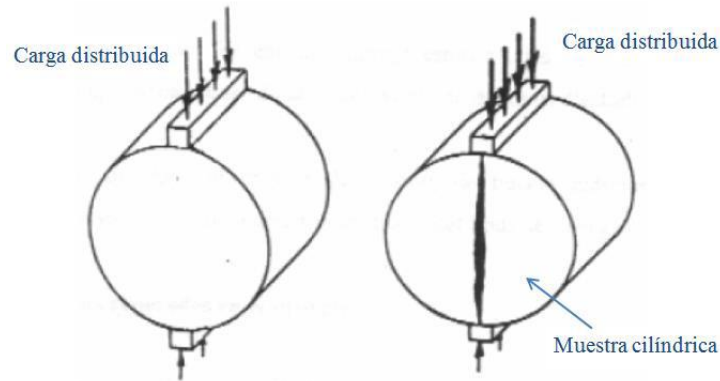


Figura 6.14: Configuración de carga y falla en el ensayo diametral. Fuente: Rondón, H.A.; Reyes, F.A.; González; L.A.; Vásquez S. E. *Ahuellamiento y fatiga en mezclas asfálticas*. Bogotá – Colombia: Editorial UD. Primera Edición, 2012.

Existen formas de reconocer las principales fallas de las muestras que ocurren durante la prueba de fatiga que pueden ser:

- Inicio de la falla en el centro o muy cercano al centro de la muestra.
- La falla inicia en la parte superior de la muestra, disminuyéndose linealmente las fisuras, quedando en forma de V.
- La falla real no ocurre, pero en la muestra termina una deformación plástica.

Todas estas formas mencionadas anteriormente, o combinaciones de ellas están mostradas en la Figura 6.15.

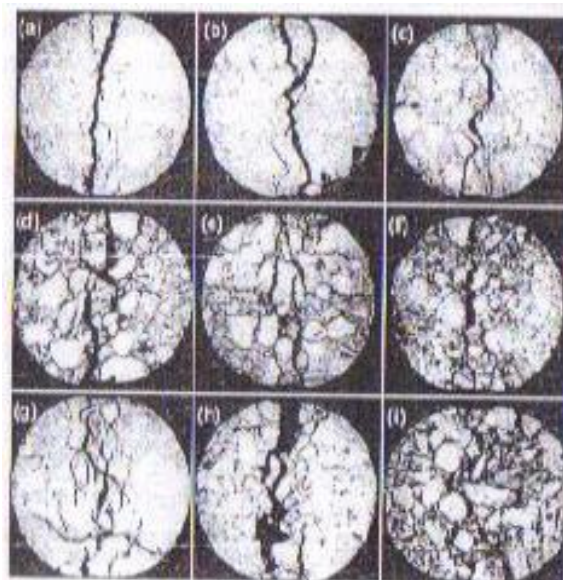


Figura 6.15: Formas de falla de las muestras por fatiga. Fuente: Rondón, H.A.; Reyes, F.A.; González; L.A.; Vásquez S. E. *Ahuellamiento y fatiga en mezclas asfálticas*. Bogotá – Colombia: Editorial UD. Primera Edición, 2012.

6.3.3.2. Pasos para el ensayo de fatiga

Antes de realizar la prueba de fatiga, se realizó inicialmente la prueba del módulo de rigidez mediante el programa Stiffness Stress, el cual se hará bajo un esfuerzo controlado, donde el módulo obtenido ante dicho esfuerzo, será aplicado en la prueba de fatiga.

En esta prueba, se utilizarán implementos para el uso de las muestras asfálticas de las vías ya indicadas (Figuras 6.16 y 6.17).



Figura 6.16: Plantilla de alineación – patrón de carga inferior.



Figura 6.17: Patrón de carga superior.

Se realizó con esfuerzos que oscilan entre 300 y 700 kPa, y así obtener el número de golpes requeridos hasta llegar a 5 mm de deformación máxima, en dicha condición la muestra se puede considerar como fallida. Los golpes también poseen un tiempo de aplicación de carga de 120 milisegundos y 20°C de temperatura para este ensayo.

6.3.3.3. Resultados

Estos resultados se muestran mediante las “Leyes de Fatiga”, que constan de gráficas a escala logarítmica, significa que para el número de repeticiones en el eje de las abscisas como la deformación o los esfuerzos en eje de las ordenadas, ambos ejes estarán bajo la escala logarítmica, es decir, serán rectas de pendiente negativa (ver Figura 6.18). Es decir que: $S_{m1} > S_{m2} > S_{m3}$.

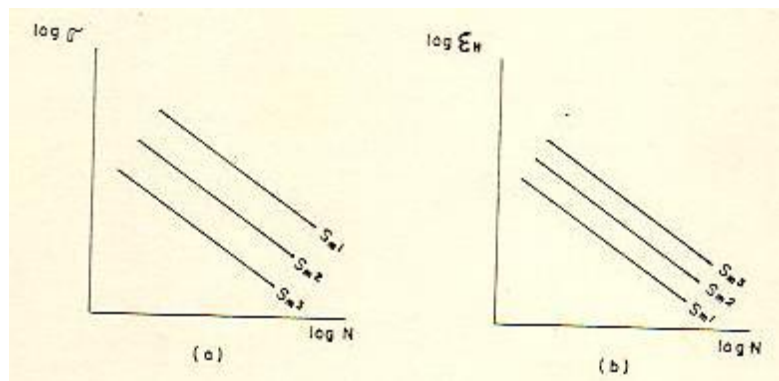


Figura 6.18: Diagramas esfuerzo, deformación horizontal versus número de repeticiones (escala logarítmica) Fuente: Taller sobre mezclas asfálticas rígidas, recicladas y micropavimentos. Editorial EMOP-Q, 1997.

El desarrollo del ensayo de fatiga empieza con el cálculo del módulo de rigidez denominado “ S_m ” bajo un esfuerzo “ σ ” que se le aplique a las muestras, de esta forma se obtendrá la deformación por tracción inicial “ ϵ ”, a través de la ecuación (6.1):

$$\varepsilon = \frac{\sigma*(1+3\mu)}{S_m} \quad (6.1)$$

Las unidades de σ y S_m , deben ser consistentes; ya que para la ecuación (6.1), los dos parámetros de resistencia están dados en kPa.

En la pruebas de fatiga bajo esfuerzo controlado, la vida a la fatiga no incluye mucho tiempo de propagación de fisuras y el punto final de la prueba es bien definida. El coeficiente de Poisson “ μ ” empleado es de 0,35.

En la Tabla 6.10, se detalla los resultados de la deformación de cada briqueta de las 3 vías de la región Amazónica, mientras que en las Figuras 6.19 y 6.20 se observan los diagramas de Esfuerzo y Deformación, respecto al Número de repeticiones por fatiga.

POISSON'S R. = 0,35	REGULAR			MAL			BIEN		
VÍAS	PUENTE PASTAZA - MACAS			LIMÓN - PLAN DE MILAGRO			SUCÚA - BELLA UNIÓN		
ESFUERZO Kpa	No Repet.	Deform. (x 10 ⁻⁶)	MÓDULO RIGIDEZ MPa	No Repet.	Deform. (x 10 ⁻⁶)	MÓDULO RIGIDEZ MPa	No Repet.	Deform. (x 10 ⁻⁶)	MÓDULO RIGIDEZ MPa
50									
100									
150									
200									
200									
250									
300	18535	128	4814	30278	132	4647			
350	7274	137	5231	10773	139	5171			
400	6182	146	5609	4563	179	4588	15595	144	5701
450	1688	161	5745	2812	177	5226	5124	180	5132
500	742	211	4863	774	206	4968	5452	145	7074
550	601	228	4942	1065	212	5310	1342	277	4064
600	318	309	3981						
650							1775	259	5152
700							975	292	4912
750									

Tabla 6.7: Resultados de Módulos de Rigidez y de Deformación en las 3 Vías Seleccionadas de la Región Amazónica

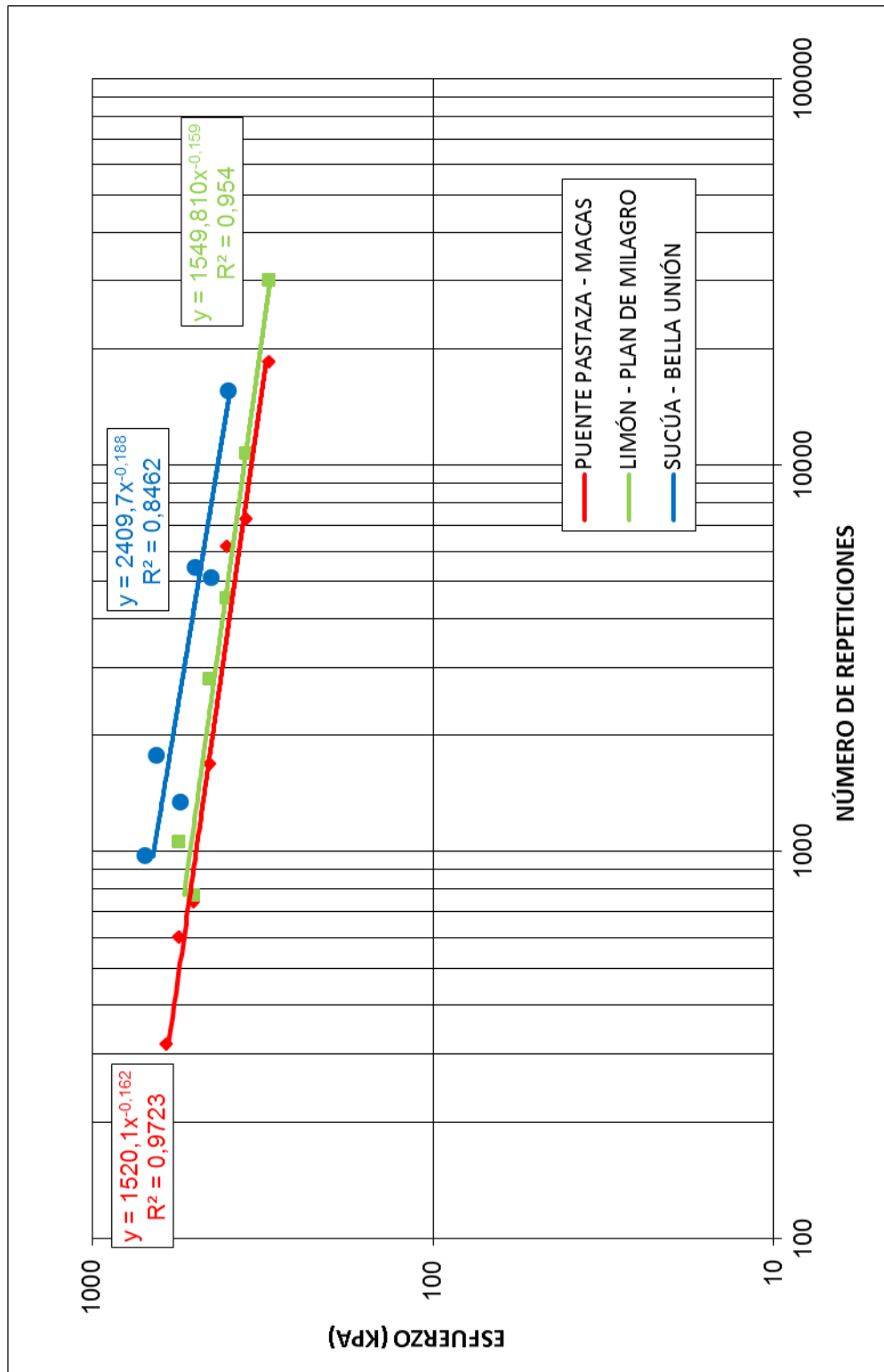
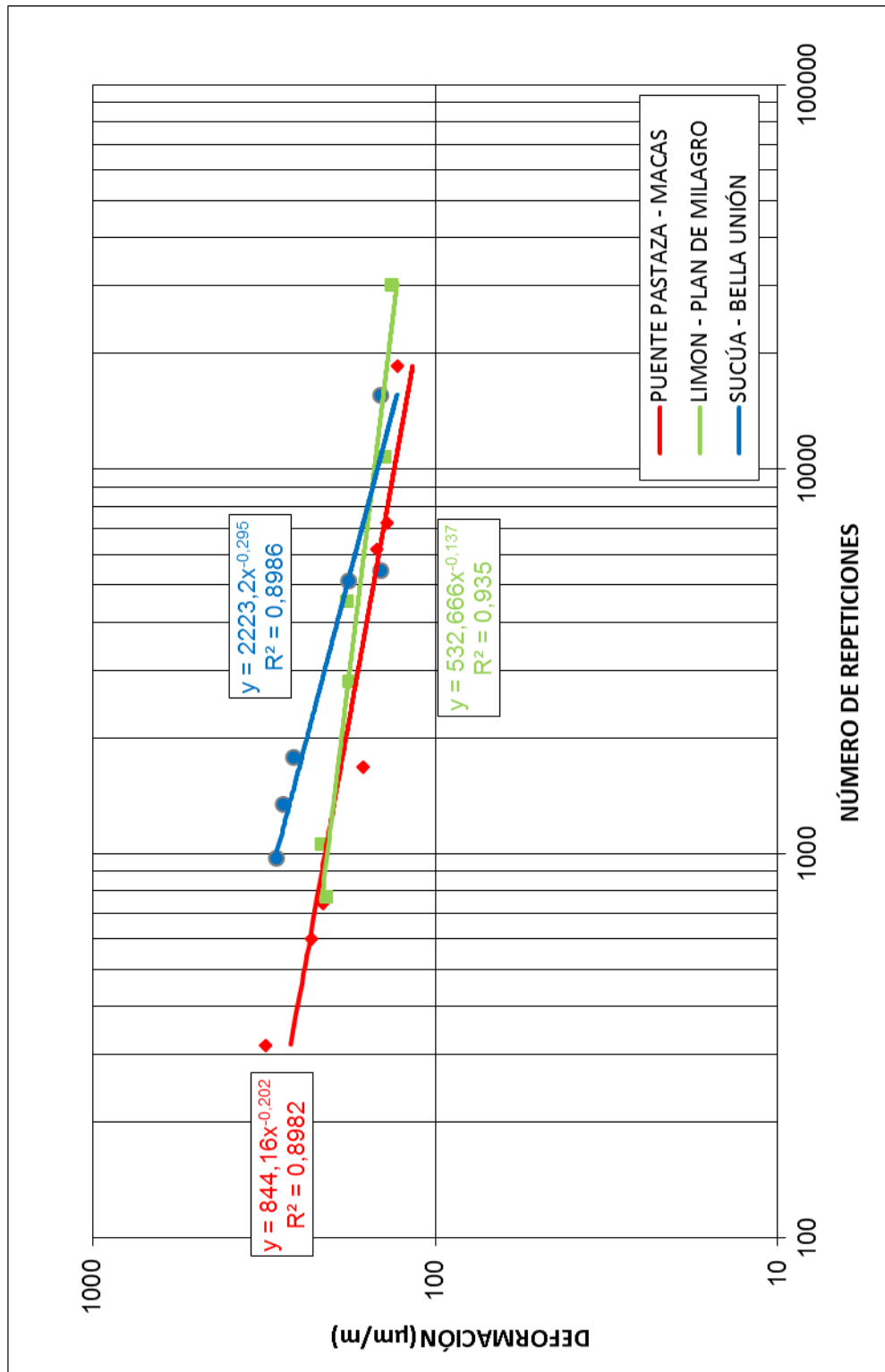


Grafico 6.19: Grafico de Esfuerzo (Kpa) / Número de Repeticiones por Fatiga



Gráfica 6.20: Grafico Deformación / Número de Repeticiones por Fatiga

$$\varepsilon = \frac{\sigma^*(1+3\mu)}{s_m} \quad (6.1)$$

6.3.4. Prueba de Deformación Permanente (Creep Dinámico)

6.3.4.1. Descripción del ensayo

En esta prueba el punto principal consiste en hallar la mayor o menor tendencia a la deformación permanente o plástica de una mezcla asfáltica mediante la prueba de compresión cíclica uniaxial (Creep dinámico) realizada a 3 núcleos extraídos de las vías de la región Amazónica.

En esta prueba se trabajará con transductores de la celda de carga, y los patrones de carga superior e inferior mostradas en la Figura 6.21.



Figura 6.21: Equipos para el ensayo del creep dinámico

Un ciclo de carga consiste en la aplicación de un esfuerzo durante 1 sg seguido por 1 sg de descanso, es decir, se emplean ondas cuadradas. En esta prueba se emplearán briquetas a 40°C de temperatura, midiendo así las deformaciones provocadas por 3600 repeticiones de cargas de 100 kPa.

6.3.4.2. Resultados

Según criterios británicos (Cooper, 2002) bajo estas condiciones de ensayo una mezcla con un buen comportamiento a la deformación tendrá valores por debajo de 1%. Si la deformación supera el 2% la mezcla tendrá asegurado un mal comportamiento y entre 1 y 2% existe incertidumbre en el desempeño respecto a las deformaciones.

En la Tabla 6.11 y en la Figuras 6.22 y 6.23 se detallan los porcentajes de deformación de las 3 muestras que corresponden a las tres vías de la región Amazónica, con su promedio, desviación estándar y su coeficiente de variación correspondientes.

Tabla 6.8: Resultados de la prueba de Deformación permanente (Creep Dinámico)

Vía Estado Regular E45 Puenete Pastaza - Macas (P.P.M.)							
Muestra	Espesor (mm)	Deformación (MOD)	Creep Dinámico	% Creep	Promedio	Desviación Estándar	Coeficiente Variación
5	49	3651	14103	1,4103	0,7241	0,5943	82,08
8	53	5584	3788	0,3788			
12	54	5743	3831	0,3831			
Vía Mal Estado E45 Limón-PLAN de Milagro (L.P.M.)							
Muestra	Espesor (mm)	Deformación (MOD)	Creep Dinámico	% Creep	Promedio	Desviación Estándar	Coeficiente Variación
1	55	4510	0	0	0,5374	0,3351	62,36
6	53	4557	7743	0,7743			
10	56	5513	3004	0,3004			
Vía Buen Estado E45 Sucúa - Logroño - Bella Unión (S.L.B.)							
Muestra	Espesor (mm)	Deformación (MOD)	Creep Dinámico	% Creep	Promedio	Desviación Estándar	Coeficiente Variación
1	52	6221	2868	0,2868	0,3482	0,0536	15,38
3	54	5129	3852	0,3852			
10	52	5301	3727	0,3727			

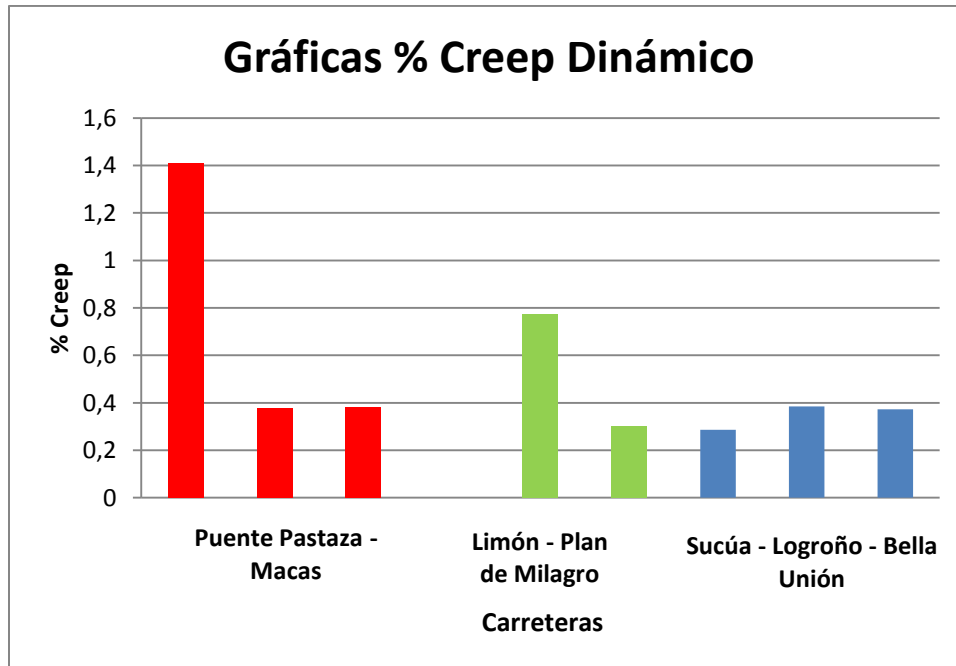


Figura 6.22: Porcentajes del Creep Dinámico de las 3 muestras de cada vía analizada.

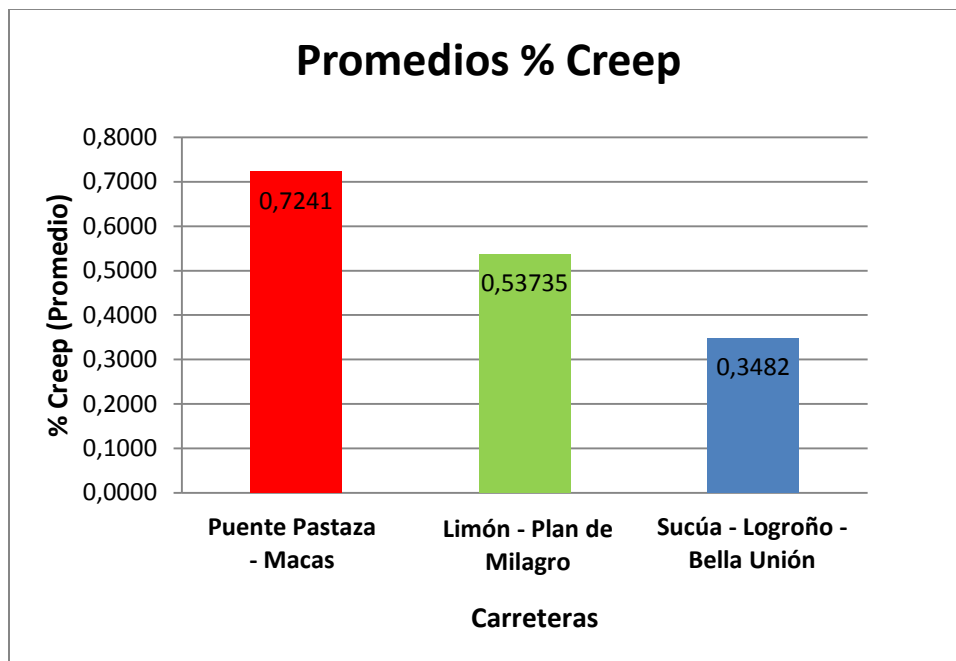


Figura 6.23: Porcentajes promedios de deformación de cada vía

7. ANÁLISIS DE RESULTADOS

7.1. Módulo de rigidez

La vía Limón – Plan de Milagro posee valores aproximados entre 4000 y 5500 Mpa, que son inferiores a las otras dos carreteras cuyos valores se encuentran entre 5550 y 6500 Mpa; y además su coeficiente de variación es superior a esas 2 carreteras ya estudiadas, cuyos valores están en el rango del 10% y 12%. Con esto nos da a entender que esta vía no está muy envejecida teniendo en cuenta que se empleó una carpeta asfáltica de 3”, y el tiempo de colocación, la carpeta asfáltica y la temperatura ambiente es totalmente idéntica para todas las vías, con el detalle que todas las vías están situadas en la provincia de Morona Santiago.

7.2. Prueba de Fatiga

En la Gráfica 6.19, donde cita la relación esfuerzo sobre el número de repeticiones, sus mezclas poseen un alto porcentaje de rigidez y al darse eso, la recta de ajuste se ubica en la parte alta del gráfico; esto significa que las 3 mezclas tienen pocas posibilidades de una deformación y eso es por alto módulo de rigidez.

En la misma gráfica 6.19 se ve que la recta situada en la parte superior del gráfico es la que corresponde a la vía Sucúa – Logroño – Bella Unión (color azul), y por lo tanto, un módulo de rigidez muy alto, a pesar de que en la tabla 6.10 el valor de 600 Kpa no consta en la tabla de resultados; mientras que las otras 2 vías, la vía Limón – Plan de Milagro (color verde) y la vía Puente Pastaza – Macas (color rojo), en ese orden, que están debajo de la vía de Sucúa, poseen casi el mismo módulo de rigidez, y sus rectas están muy cercanas.

La gráfica de deformación sobre el número de repeticiones (Gráfica 6.20), su orden de ubicación de rectas tiene que ser lo contrario a la Gráfica 6.19, lo que significa que las rectas de ajuste deben situarse en la parte inferior del gráfico.

Se observa claramente que la recta de ajuste de la vía Sucúa – Logroño – Bella Unión (color azul), posee una mayor pendiente. Y esto se debe a que ciertos parámetros

influyeron mucho en el cálculo de la deformación, y dichos parámetros son: el módulo de rigidez y el esfuerzo aplicado a la briqueta. Sin embargo, en la curva correspondiente a la vía Limón – Plan de Milagro (color verde), la que posee el mayor coeficiente de correlación “R2”, con 0.935.

7.3. Deformación Permanente o Creep dinámico

He aquí los resultados y conclusiones obtenidas en las tablas de Creep Dinámico:

- En la vía Sucúa – Logroño – Bella Unión, se obtuvieron los valores más bajos respecto a la deformación permanente, esto significa que esta vía presenta una superficie más envejecida que la vía Puente Pastaza – Macas, la otra vía que poseía un módulo de rigidez muy alto.
- En la vía Puente Pastaza – Macas, el promedio de los 3 valores resultó en el valor de Creep Dinámico más elevado, ya que uno de los 3 valores superó el 1%, aunque en el promedio en sí, está debajo del 1%, es decir, que cumplen con las normas británicas.
- La vía Limón – Plan de Milagro presentó ciertos problemas en el momento de encontrar el promedio del Creep Dinámico, ya que una de las briquetas no cumplió con las 3600 repeticiones requeridas por problemas en el programa. A pesar del problema, los resultados dijeron que sí cumplen con las normas británicas, aunque es necesario la realización de nuevas pruebas de desempeño.
- Y en la vía Sucúa – Logroño – Bella Unión se obtuvo el coeficiente de variación más bajo, es decir, el más satisfactorio.

8. CONCLUSIONES

1) Con lo que se pudo observar, por medio del análisis, se concluye existen variaciones por medio de cálculos, mediciones y otros estudios. 2 carreteras, Puente Pastaza – Macas (P.P.M.), con 4,58%; y Sucúa – Logroño – Bella Unión (S.L.B.) con 4,03% poseen valores permitidos respecto a las densidades obtenidas; mientras que en la vía Limón – Plan de Milagro (L.P.M.) cuyo porcentaje es más elevado (6,04%), el tipo de diseño en la vía pudo haber incidido gravitadamente tras sus procesos experimentales.

2) Existe una pequeña disminución en los módulos de rigidez en la vía Limón – Plan de Milagro, esto significa que si bien es una vía de mal estado, los resultados nos da a

entender que no existen tantos problemas respecto a la calidad de la carpeta asfáltica que se empleó en dicha vía. Aunque se pueden realizar nuevas pruebas de desempeño para comprobar los resultados ya analizados.

3) Las leyes de fatiga obtenidas en las diferentes vías indican que para un mismo nivel de deformación, las mayores repeticiones (a nivel de laboratorio) se citaron en la vía Limón – Plan de Milagro, a pesar que el comportamiento de dichas repeticiones a nivel de obra se considera como malo. Esto se debe a la calidad de los materiales que se empleó, su proceso constructivo y también la estructura del pavimento que origina esa deformación bajo el esfuerzo. En la vía Sucúa – Logroño – Bella Unión se dieron las menores repeticiones.

4) Como ya se indicó previamente, una de las briquetas de la vía Limón – Plan de Milagro no obtuvo los resultados en el ensayo de creep dinámico, sin embargo, los resultados fueron satisfactorios con las dos briquetas restantes, y gracias a ello, tanto esta vía como las otras dos, todas ellas cumplen con las normas británicas, es decir, que sus deformaciones permanentes sean menores al 1%. Dentro de estas vías, se comprobó que los resultados de la vía Puente Pastaza – Macas fueron los de mayor porcentaje, lo que significa que esta vía es la de mayor posibilidad de deformarse en un futuro no lejano.

9. RECOMENDACIONES

En la vía Puente Pastaza – Macas, luego de los resultados obtenidos, se requiere de reparaciones mínimas y un constante mantenimiento para evitar deformaciones en un futuro no lejano.

En la vía Limón – Plan de Milagro, existe la posibilidad de realizar nuevas pruebas de desempeño, principalmente de deformación permanente para conocer un valor más óptimo para dicha prueba y que cumplan con todos los requerimientos establecidos.

En la vía Sucúa – Logroño – Bella Unión, las recomendaciones son pocas ya que los resultados en las pruebas ya mencionadas cumplen con todos los requerimientos, aunque es recomendable un mantenimiento constante para que la vía dure por mucho tiempo.

10. BIBLIOGRAFÍA

- American Association of State Highway and Transportation Officials: AASHTO Guide for the Design of Pavement Structures. U.S.A., 1993.
- ASEFMA. IV Jornada Nacional. Madrid, 2009.
- Asphalt Institute. Mix design methods for asphalt concrete. MS-2. Sixth Edition, 2002.
- Asphalt Paving Principles, 2003.
- Cáceres, M Ca (2012). Capítulo 4, 1-2. México. Recuperado de http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/caceres_m_ca/capitulo4.pdf
- Committee European of Normalization – CEN 12697. Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalts – Part 25: Cyclic compression test. Part A. 2000.
- Committee European of Normalization – CEN 12697. Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalts – Part 26: Stiffness. Annex C. 2000.
- Cooper Research Technology Limited. NU-10 & NU-5. Operation & Maintenance Manual. United Kingdom, 2002.
- E.R.Brown, P.S.Kandhal. Performance testing for hot mix asphalt. Auburn University. NCAT Report 01-05, 2001.
- ériddesLAB, software de gestión de laboratorio para control marcado CE de mezclas asfálticas según norma UNE EN-13108. Recuperado de http://es.wikipedia.org/wiki/Mezcla_asf%C3%A1ltica
- Federal Highway Administration (29 de octubre de 2008).
- H.Yang. *Pavement analysis and systems*. Mc. Graw-Hill, 1995.
- International Water Power and Dam Construction, 2011.
- Kraemer, C.; Del Val, M. A. Firmes y Pavimentos. Madrid, 1993, 2004.
- Ministerio de Fomento de España. «Artículos: 542-Mezclas Bituminosas en Caliente Tipo Hormigón Bituminoso y 543-Mezclas Bituminosas Para Capas de Rodadura. Recuperado de http://es.wikipedia.org/wiki/Hormig%C3%B3n_asf%C3%A1ltico
- Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones. Especificaciones Técnicas para la construcción de Carreteras y Puentes. MOPT-001-F, Quito – Ecuador, 2002.
- Normas de Ensayos de Materiales para Carreteras. Tomo III. Materiales y mezclas asfálticas. Instituto Nacional de Vías. Bogotá – Colombia, 1998.
- Padilla Rodriguez, A. (2012). Capítulo 3: Mezclas Asfálticas, 39-56. Recuperado de <http://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/3334/14/34065-14.pdf>
- Pavimentos Asfálticos 2da Edición, (2006-02-03), España. Recuperado de http://www.construmatica.com/construpedia/Clasificaci%C3%B3n_de_las_Mezclas_As_f%C3%A1lticas
- Principios de Construcción de Pavimentos de mezcla asfáltica en caliente. Cap.3, pág. 57 del Asphalt Institute MS-22, 61-66. Recuperado de http://www.biblioteca.udep.edu.pe/BibVirUDEP/tesis/pdf/1_130_181_83_1181.pdf
- Rondón, H.A.; Reyes, F.A.; González; L.A.; Vásquez S. E. *Ahuellamiento y fatiga en mezclas asfálticas*. Bogotá – Colombia: Editorial UD. Primera Edición, 2012.
- Taller sobre mezclas asfálticas rígidas, recicladas y micro-pavimentos. Editorial EMOP-Q, 1997.