

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
SECCIÓN DE POSTGRADO**



**LA DEFORMACIÓN PERMANENTE EN LAS MEZCLAS  
ASFÁLTICAS Y EL CONSECUENTE DETERIORO  
DE LOS PAVIMENTOS ASFÁLTICOS EN EL PERÚ**

**TESIS**

**PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE MAESTRO  
EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERÍA  
DE TRANSPORTES**

**PRESENTADO POR**

**ING. NÉSTOR W. HUAMÁN GUERRERO**

**LIMA - PERÚ  
2011**

## **RESUMEN**

En los últimos 17 años el Perú ha impulsado una política favorable para la Construcción de Obras Viales a lo largo y ancho del territorio, habiéndose ejecutado más de 15,000 kilómetros de carreteras con pavimentos asfálticos, según reportes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

La dinámica se manifiesta en obras importantes como las carreteras interoceánicas que atraviesan transversalmente el territorio peruano por el norte, centro y sur. La Interoceánica Sur, parte de límites con Brasil terminando en puertos marítimos del Océano Pacífico; interconectando de esta manera pueblos del Perú y permitiendo que Brasil tenga salida al mar hacia los mercados orientales.

Ante esta realidad existe la imperiosa necesidad de mejorar la tecnología de los pavimentos asfálticos en el Perú a fin que estos logren alcanzar la vida útil para la que fueron diseñados. El presente trabajo de investigación bibliográfica se refiere a la deformación permanente que es una de las fallas del deterioro prematuro; es necesario conocer a mayor profundidad a fin de tomar las previsiones del caso desde la elaboración de los proyectos y la posterior ejecución de las obras.

El estudio presenta el concepto de la deformación permanente y las diferentes formas que se presenta en las capas del pavimento e inclusive a nivel de subrasante, originando tanto fallas funcionales como estructurales; profundizando además sobre el conocimiento del cemento asfáltico y básicamente sobre su comportamiento reológico que nos permita utilizarlo mejor como parte constituyente de las mezclas asfálticas. Asimismo se considera la necesidad de la elección y buen manejo de los agregados en cuanto a su gradación, forma, resistencia, etc., ya que influyen en forma determinante para la deformación permanente.

Finalmente, se determina la necesidad que en el Perú se cuente con equipos de laboratorio y de campo que permitan realizar ensayos para manejar mejor la deformación permanente. Se presentan los ensayos y equipos especializados que se utilizan en otros países en la espera de contar con alguno de ellos en el Perú; concluyéndose sobre la necesidad de efectuar estudios más profundos para el uso de los cementos asfálticos en acuerdo a la geografía y climas de las regiones del Perú; asimismo respecto a los parámetros volumétricos en el diseño de la mezcla asfáltica y la utilización de los agregados, destacándose además la importancia de los procesos constructivos que eviten fallas por deformación permanente.

## ABSTRACT

In the last 17 years Peru has pursued a policy favorable for the Construction of Road Works along the entire territory, having executed more than 15,000 kilometers of roads with asphalt pavements, as reported by the Ministry of Transport and Communications.

The dynamics is manifested in important works such as roads that traverse interoceanic Peruvian territory in the north, center and south. The Interoceanic Sur, part of borders with Brazil finishing in the Pacific Ocean ports, thereby interconnecting peoples of Peru and Brazil is allowing access to the sea to the eastern markets.

Given this reality there is an urgent need to improve the technology of asphalt pavements in Peru so that they attain the life for which they were designed. The present research literature refers to permanent deformation is one of the failures of premature deterioration, it is necessary to understand more deeply in order to make forecasts of the case from the development of projects and the subsequent execution of the works.

The study introduces the concept of permanent deformation and the different forms presented in the pavement layers and even subgrade level, creating both functional and structural failures, further deepening the knowledge of asphalt cement and basically on rheological behavior allows us to better use as a constituent part of asphalt mixtures. Also considers the need for choice and good management in terms of aggregate gradation, shape, strength, etc., As a decisive influence for the permanent deformation.

Finally, determine the need in Peru has teams of laboratory and field trials allow to better manage the permanent deformation. Trials are presented and specialized equipment used in other countries in the hopes of having some of them in Peru, concluding on the need for further study for use in asphalt cements according to geography and climates of regions of Peru, also regarding the volumetric parameters of the asphalt mix design and use of aggregates, while stressing the importance of the construction process to prevent failures due to permanent deformation.

## **INDICE**

	Página
<b>RESUMEN</b>	
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	<b>IV</b>
<b>LISTA DE ECUACIONES</b>	<b>VII</b>
<b>LISTA DE TABLAS Y FOTOGRAFÍAS</b>	<b>IX</b>
<b>DEFINICIÓN DE TÉRMINOS</b>	<b>IX</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>X</b>
<b>CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES</b>	<b>1</b>
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivos	1
1.2.1 Objetivos Generales	1
1.2.2 Objetivos Específicos	1
1.3 Justificación	2
1.4 Metodología	2
<b>CAPITULO II: ANTECEDENTES</b>	<b>3</b>
2.1 Introducción	3
2.2 Geografía del Territorio Peruano	4
2.3 La Variedad de Climas en el Perú	4
2.4 Marco Conceptual	6
<b>CAPÍTULO III: LA DEFORMACIÓN PERMANENTE</b>	<b>8</b>
3.1 Introducción	8
3.2 Deformación Permanente Estructural	8
3.2.1 Deformación Plástica de la mezcla asfáltica	10
3.2.2 Ahuellamiento por fallas en la subrasante	10
3.2.3 Ahuellamiento por fallas en la capa de mezcla asfáltica	11
3.3 Deformación Permanente por Tracción	12
3.4 Deformación Permanente por Uso	13
<b>CAPITULO IV: COMPORTAMIENTO REOLÓGICO DEL ASFALTO RESPECTO A FALLAS POR DEFORMACIÓN PERMANENTE</b>	<b>16</b>
4.1 Introducción	16
4.2 Asfalto, propiedades y características	16
4.2.1 Composición Química del Asfalto	17
4.2.1.1 Influencia de los componentes químicos del asfalto	17
4.3 Características y Ensayos Convencionales	19
4.4 La Susceptibilidad Térmica del Asfalto	21

4.4.1 Índice de susceptibilidad térmica mediante el Nomograma de Heukelom	22
4.5 La Reología del Asfalto	25
4.5.1 Propiedades Reológicas de los Materiales Asfálticos.	26
4.5.2 Mecánica del Medio Continuo: Clasificación de los cuerpos a partir de su Ecuación Reológica de estado sólido indeformable	30
4.5.3 Modelos Reológicos	40
4.5.4 Parámetros Reológicos del Asfalto	47
4.6 Protocolo Superpave	48
4.6.1 Ensayos y Equipos Superpave	49
4.7 Comportamiento de los Asfaltos Modificados respecto a la Deformación Permanente	60
CAPITULO V: ENSAYOS DE LABORATORIO RECOMENDADOS PARA ESTUDIOS Y CONTROL DE LA DEFORMACIÓN PERMANENTE	64
5.1 Tipología de Ensayos para Evaluar la Deformaciones Plásticas	64
5.1.1 Ensayos Fundamentales	65
5.1.2 Ensayos de Simulación de Tráfico en Laboratorio	75
5.2 Ensayos Complementarios	84
5.2.1 Ensayo de Lottman. Daño por Humedad Inducida	84
5.2.2 Ensayo de Tracción Indirecta	86
5.3 Otros Ensayos Recomendados para medir Deformación Permanente	89
5.3.1 Ensayo de la Rueda Cargada - Wheel Tracking Test Ensayo de Deformación Permanente en Pista de Laboratorio	89
5.3.2 Medidor de Ahuellamiento de Rueda Cargada: MARC - PERÚ	98
5.4 Recomendaciones de la MEPDG para Deformación Permanente	100
CAPÍTULO VI: INFLUENCIA DE LA GRADUACIÓN DE LOS AGREGADOS EN LA DEFORMACIÓN PERMANENTE	104
6.1 Introducción	104
6.2 Forma, Tamaño y Textura de los Agregados Pétreos	104
6.3 Contenido de Polvo Mineral (filler) en la Mezcla	105
6.4 Contenido de Vacíos en el Agregado Mineral	106
6.5 Factores que Influyen en la Resistencia a la Deformación Permanente	107
6.5.1 Influencia de la Historia de Esfuerzo	107
6.5.2 Influencia del Contenido de Agua	107
6.5.3 Influencia de la Densidad	109
6.5.4 Influencia de la Granulometría, Tamaño Máximo, Cantidad de Finos y Forma de la Partícula	111
CAPITULO VII: FALLAS DEL PAVIMENTO ASFÀLTICO POR DEFORMACIÓN PERMANENTE	115
7.1 Causas que originan las Fallas por Deformación Permanente	115
7.1.1 Solicitaciones de Cargas a un Pavimento	115
7.1.1.1 Naturaleza Cíclica de las Cargas que actúan en un pavimento	118
7.1.1.2 Estado de Esfuerzos que producen las Cargas en función de su	

Magnitud y Tipología	119
7.1.1.3 Carga por Eje Equivalente de Vehículos	121
7.1.1.4 Número de repeticiones de Carga	122
7.1.2 Agregados Pétreos, Filler, ligantes, otros	122
7.1.3 Agua	122
7.2 Principales Fallas que se presentan por Deformación Permanente	122
7.2.1 Ondulación	122
7.2.2 Abultamiento	124
7.2.3 Hundimiento	124
7.2.4 Ahuellamiento	126
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	128
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	132

## LISTA DE FIGURAS

## Página

### CAPÍTULO II

2.1 Sección Típica de un Pavimento Asfáltico Convencional	3
2.2 Mapa Geográfico del Perú	5
2.3 Comportamiento de los Cuerpos frente a la Aplicación de una Fuerza	6

### CAPITULO III

3.1 Curva Típica Esfuerzo-Deformación en un Ciclo de Carga y Descarga	8
3.2 Vista Fotográfica del Ahuellamiento	9
3.3 Ahuellamiento por Fallas en la Subrasante	11
3.4 Ahuellamiento por Fallas en la Mezcla Asfáltica	11
3.5 Mecanismo de Acumulación de Deformaciones Irreversibles en la Mezcla Asfáltica	14

### CAPÍTULO IV

4.1 Muestras de Asfalto	16
4.2 Representación Esquemática de la Composición Química del Asfalto	18
4.3 Efectos de las Susceptibilidad Térmica	22
4.4 Índice e Susceptibilidad Térmica mediante el Nomograma de Heukelom	23
4.5 Nomograma de Heukelom <sup>25</sup>	
4.6 Variación de Velocidad de Deformación para diferentes Tipos de Cementos Asfálticos	28
4.7 Distribución Química de los Asfaltos	29
4.8 Relación Viscosidad - Temperatura de un Cemento asfáltico	30
4.9 Esfuerzos y Deformaciones en un Sólido	31
4.10 Ley de Hooke	33
4.11 Ley de Newton	33
4.12 Comportamiento de los Cuerpos Visco – Elásticos	35
4.13 Modelo de Maxwell <sup>36</sup>	
4.14 Curvas de Flujo y Relajación	38
4.15 Relación entre Esfuerzo y Deformación para un Flujo Viscoelástico <sup>39</sup>	
4.16 Curva de Relajación del Líquido de Maxwell <sup>40</sup>	
4.17 Modelos Reológicos de Asfaltos	41
4.18 Flujo y Recuperación del Modelo Elasto - Viscoelástico	42
4.19 Relajación del Modelo Elasto – Viscoelástico <sup>42</sup>	
4.20(a) Reómetro de Corte Dinámico – DSR	51
4.20(b) Detalle de Muestra de Asfalto	51
4.20© Vista General del Equipo y Partes que lo Conforman	52
4.21 Ángulo de Fase de dos Asfaltos Diferentes	53
4.22 Viscosímetro Rotacional Brookfield	54
4.23(a) Vista General del Equipo	55
4.23(b) Vigueta de Ligante Asfáltico	56
4.24(a) Vaso de Envejecimiento PAV y Equipos Utilizados	57
4.24(b) Detalle de los Estantes y Plato para colocar las Muestras	58
4.25(a) Estufa de Película Delgada Plana (TFOT)	59
4.25 (b) Estufa de Película Delgada Rotacional (RTFOT)	59
4.26 Ensayo de Tracción Directa - DTT	60

## CAPÍTULO V

5.1 Cuerpo de Prueba Instalado	67
5.2 Conjunto de Cuerpos de Prueba	68
5.3 Placa de Carga	68
5.4 Acoplados a los Cuerpos de Prueba	69
5.5 Tensiones $\sigma$ y Deformaciones $\epsilon$	69
5.6 Pantalla del Sistema de Adquisición de Datos	70
5.7 Función Fluencia y respectivo ajuste para la Serie de Prony	71
5.8 Carga y Deformación en el Ensayo de Creep Dinámico	71
5.9(a) Mesa Compactadora LPC Placa de Mezclas asfálticas	76
5.9(b) Placa de mezcla Asfáltica Compactada	76
5.9(c) Simulador de Tráfico LCPC	76
5.9(d) Placa después del Ensayo de Deformación Permanente	76
5.9(e) Equipo Simulador LCPC	77
5.10(a) Dos Mezclas Asfálticas Tipo SMA	78
5.10(b) Dos Arenas - Asfalto en Caliente	78
5.11 Percentil de Hundimiento vs. Contenido de Asfalto para 30,000 Ciclos en el Simulador de Tráfico LCPC	79
5.12(a,b,c,d,e y f) Compactador y Simulador APA	80
5.13(a) Cámara de Temperatura Controlada	81
5.13(b) Equipamiento APA	81
5.13(c) Detalle de Simulación	81
5.14 Simulador de la Universidad Carolina del Norte	82
5.15(a y b) Otros Equipos para Ensayos de Simulación	82
5.16 Aplicación de Presión para Saturación y Congelamiento	86
5.17 Arreglo para la Prueba de Tensión Indirecta	88
5.18 Probeta después del Ensayo	89
5.19 Georgia Loaded Wheel Tester	90
5.20 Máquina de Ensayo Hamburg Wheel - Tracking Device (HWTD)	91
5.21 Máquina de Ensayo ERSA	92
5.22 Máquina de Ensayo de la Universidad de Cataluña	93
5.23 Máquina de Ensayo Purdue University Laboratory	93
5.24 Máquina FWT, interior y detalle de la probeta	94
5.25 Equipo MMLS3	95
5.26 Hamburgo Wheel – Tracking	97
5.27 Ensayo de Rueda Cargada de LLEMIT	97
5.28 Ensayo de Rueda Cargada de YPF	98
5.29 Equipos de Compactación por Amasado de YPF	98
5.30 Equipo MARC Completo	99
5.31 Ahuellamiento predecido por los Modelos Mecánicos vs. Mediciones de Campo	101
5.32 Clima Seco sin Congelamiento	103



CAPITULO VI	
6.1 Influencia de la Historia de Esfuerzos	107
6.2 Influencia de las condiciones de Drenaje sobre la Deformación Vertical Permanente	108
6.3 Efecto de la Elevación del Nivel Freático sobre la Deformación Vertical Permanente	109
6.4 Efecto de la Densidad sobre la Acumulación de la Deformación Vertical Permanente	110
6.5 Deformación Vertical Permanente vs. Número de Ciclos	111
6.6 Influencia del contenido de Finos sobre la Acumulación Vertical Permanente	113
6.7 Influencia del Tipo de Material Granular sobre la Deformación Vertical Permanente	114
CAPÍTULO VII	
7.1 Relación entre la Presión de Contacto y la Presión de la Llanta	116
7.2 Tiempo de Pulsación para el Esfuerzo Vertical con Carga Senoidal y Triangular	117
7.3 Tiempo de Pulsación para el Esfuerzo Vertical con Onda tipo Cuadrada	117
7.4 Estado de Esfuerzos en una Sección Longitudinal de un Pavimento	119
7.5 Estado de Esfuerzo en un Pavimento debido al Movimiento de una Rueda Cargada	121

## LISTA DE ECUACIONES

### CAPÍTULO III

3.1 Relación entre la Deformación y la Vida de Fatiga del Material	12
3.2 Acumulación de Daño de Fatiga	13

### CAPÍTULO IV

4.1 Modelo Matemático de la Deformación	30
4.2 Tensor Isótropo - Deformación Volumétrica	31
4.3 Tensor Desviador - Deformación por Distorsión	31
4.4 Tensor de Esfuerzos	31
4.5 Descomposición de un Tensor	32
4.6 Ecuación Reológica del Estado	32
4.7 Componente Isótropo de la Deformación	33
4.8 Proporcionalidad de los Componentes Isótropos	34
4.9 Proporcionalidad de los Desviadores	34
4.10 Componente correspondiente al Desviador	34
4.11 Relación entre el Módulo de Young y el Coeficiente de Poisson	34
4.12 Líquido de Newton: Presión Hidrostática	35
4.13 Líquido de Newton: Viscosidad Absoluta	35
4.14 Sólido de Hooke: Relación de Desviadores	36
4.15 Sólido de Newton: Relación de Desviadores	36
4.16 Ecuación del Estado de Líquido de Maxwell	36
4.17 Ecuación Reológica del Estado General	37
4.18 Ecuación Reológica del Estado: Tracción Simple	38
4.19 Ecuación de la Curva de Flujo	38
4.20 Ecuación Reológica del Estado de Kelvin	38
4.21 Ecuación de la Curva de Flujo según Kelvin	38
4.22 Líquido de Maxwell: Fenómeno de Relajación	39
4.23 Curva de Relajación según Maxwell	39
4.24 Ecuación de la Curva de Flujo según Maxwell	40
4.25 Ecuación Reológica: Sólido de Kelvin	40
4.26 Modelos Reológicos de Asfaltos en Serie	41
4.27 Modelos Reológicos del Asfalto en Paralelo	41
4.28 Ecuación del Modelo Elasto - Viscoelástico	42
4.29 Propiedad de Relajación	43
4.30 Función Flujo de un Sólido de Kelvin	44
4.31 Deformación en un Instante T	44
4.32 Deformación Total	44
4.33 Función Memoria del Flujo	44
4.34 Función de Flujo de Cuerpos a Flujo Parabólico	45
4.35 Función Flujo a Elasticidad Instantánea	45
4.36 Función Relajación del Líquido de Maxwell	45
4.37 Cálculo del Esfuerzo en Función del Tiempo	45
4.38 Función Memoria de Relajación	46
4.39 Temperatura Máxima de un Asfalto en Obra	48
4.40 Temperatura Mínima de un Asfalto en Obra	48
4.41 Módulo Complejo de Corte ( $G^*$ )	50
4.42 Angulo de Fase ( $\delta$ )	50

4.43 Módulo de Rigidez “S” y Parámetro de Relajación “m”	56
CAPÍTULO V	
5.1 Fórmula de Creep Dinámico	71
5.2 Fórmula para Tracción Directa	87
5.3 Fórmula para Tracción Directa	87
5.4 Fórmula para Ahuellamiento	102
5.5 Fórmula para Ahuellamiento en Capa no Ligada	102

## **LISTA DE TABLAS**

### **CAPÍTULO V**

5.1 Ensayos Diametrales para evaluar las Deformaciones Plásticas	65
5.2 Ensayos Uniaxiales para evaluar las Deformaciones Plásticas	66
5.3 Ensayos Triaxiales para evaluar las Deformaciones Permanentes	73
5.4 Ensayos de Corte para evaluar las Deformaciones Plásticas	74
5.5 Ensayos Empíricos para evaluar las Deformaciones Plásticas	75
5.6 Otros Ensayos de Simulación	83
5.7 Tipos de Equipos usados en diferentes Países	96

## **LISTA DE FOTOGRAFÍAS**

### **CAPITULO VII**

7.1 Falla por Ondulación	123
7.2. Falla por Abultamiento	124
7.3. Falla por Hundimiento	125
7.4. Falla por Ahuellamiento	126

## **DEFINICIÓN DE TÉRMINOS**

HMA: Mezcla Asfáltica en Caliente ( HotMixAsphalt)

SHRP: StrategicHighwaysResearchProgram (Programa Estratégico de Investigación de Carreteras)

SUPERPAVE: Superior PerformingAsphalPavement (Desempeño Superior de los Pavimentos Asfálticos).

## INTRODUCCIÓN

La deformación permanente en sus diferentes formas es una de las fallas más importantes e incidentes en el desarrollo de la vida útil de los pavimentos asfálticos; por lo que se ha elaborado un estudio bibliográfico dirigido a identificar las principales causas que generan esta falla, En el Perú, debido a su diversidad climática requiere de diseños de pavimentos y mezclas asfálticas con propiedades específicas para atender la necesidades de cada región. El conocimiento de las causas que originan la deformación permanente y de las condiciones climáticas en el Perú, permitirá anticiparse a un deterioro prematuro de los pavimentos asfálticos en el Perú, lo que incidirá en la economía del país.

A través del desarrollo del trabajo, se presentan los antecedentes sobre las características geográficas del territorio peruano con sus diferentes climas que inciden en el comportamiento de los pavimentos asfálticos referidos a la falla por deformación permanente; además de otras causas que generan este deterioro. También se desarrolla el concepto de la reología del asfalto, que depende directamente de la composición química del mismo, presentando las propiedades reológicas de los materiales asfálticos a través de la mecánica del medio continuo, así como de los parámetros reológicos aplicando la tecnología Superpave. Así mismo, se discute la influencia de la granulometría y demás características de los agregados en la deformación permanente, el diseño de la mezcla asfáltica, y aspectos constructivos.

## **CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES**

### **1.1 Antecedentes**

En el Perú debido al clima en algunas zonas de su territorio y otras causas, existe la posibilidad que se presenten deterioros prematuros en sus pavimentos por efecto de la falla de deformación permanente.

Como es sabido, la degradación de la calidad del pavimento asfáltico, que se traduce por irregularidades en los perfiles longitudinales y transversales del pavimento, generalmente ocurre por los mecanismos que producen deformación permanente tanto en la mezcla asfáltica que conforma la carpeta de rodadura, así como también en las diferentes capas de la estructura del pavimento, e inclusive en la subrasante.

### **1.2 Objetivos**

#### **1.2.1 Objetivos Generales**

Efectuar un estudio bibliográfico extensivo sobre los mecanismos que originan la deformación permanente en los pavimentos asfálticos, discutiendo las causas que las producen, y presentando los equipos de laboratorio y de campo especializados utilizados para evaluar este problema.

#### **1.2.2 Objetivos Específicos**

- a) Presentar las características geográficas y climatológicas del territorio peruano y su influencia en la presencia de fallas por deformación permanente en los pavimentos asfálticos en el Perú.
- b) Efectuar un estudio bibliográfico extensivo sobre los factores relevantes y mecanismos que originan la deformación permanente como es la reología del asfalto, las características de la mezcla asfáltica y agregados; el comportamiento estructural global del pavimento, procesos constructivos, entre otros.
- c) En función al logro de los dos objetivos específicos mencionados anteriormente, presentar conclusiones y recomendaciones para evitar el deterioro por deformación permanente de los pavimentos asfálticos en el Perú.

### **1.3 Justificación**

Las fallas por deformación permanente pueden ser de tipo funcional como también estructural; por lo tanto son dañinas para la durabilidad de los pavimentos asfálticos. Por esto existe preocupación en el mundo para prevenir su presencia prematura, tomándose en consideración aspectos determinantes como son el diseño del pavimento, calidad de materiales, procesos constructivos, entre otros aspectos que aseguren un mejor comportamiento del pavimento antes esta posible falla.

Toda esta previsión pasa por utilizar equipos de laboratorio y de campo especializados, producto de investigaciones de hace varios años atrás en diversos países del mundo.

#### **1.4 Metodología**

Se presenta una investigación bibliográfica general de todos los conceptos referidos a la deformación permanente, orientándolos a las posibilidades de aplicación en el territorio peruano. Es así que se efectúa un estudio minucioso de los que es la reología del asfalto y su consecuente comportamiento como parte constituyente de las mezclas asfálticas, donde interactúa con los demás materiales como son los agregados, filler y otros componentes de la misma.

Asimismo se presenta toda la información referida a la deformación permanente, determinando los ensayos de laboratorio y de campo más usados en el mundo para profundizar el conocimiento de esta falla y de esta manera lograr una mayor durabilidad de los pavimentos asfálticos en el Perú.

## CAPITULO II: ANTECEDENTES

### 2.1 Introducción

Como es conocida, la deformación permanente se presenta en las diferentes capas de la estructura del pavimento, la misma que también puede generarse a nivel de la subrasante por diferentes causas que serán analizadas a través de este estudio. En la figura 2.1 se presenta la sección típica de un pavimento asfáltico convencional.

Por ello la elaboración de un proyecto de pavimentos asfálticos deberá ser integral y muy cuidadoso en cuanto a la calidad y debida utilización de los materiales, diseños eficientes en todas sus especialidades como son el diseño de la mezcla asfáltica, diseño de la estructura del pavimento en la que se deberá realizar un estudio minucioso del tráfico y el tipo de suelos que conformas la subrasante; asimismo del drenaje, clima, etc., así como procesos constructivos eficientes que aseguren la durabilidad de los pavimentos.

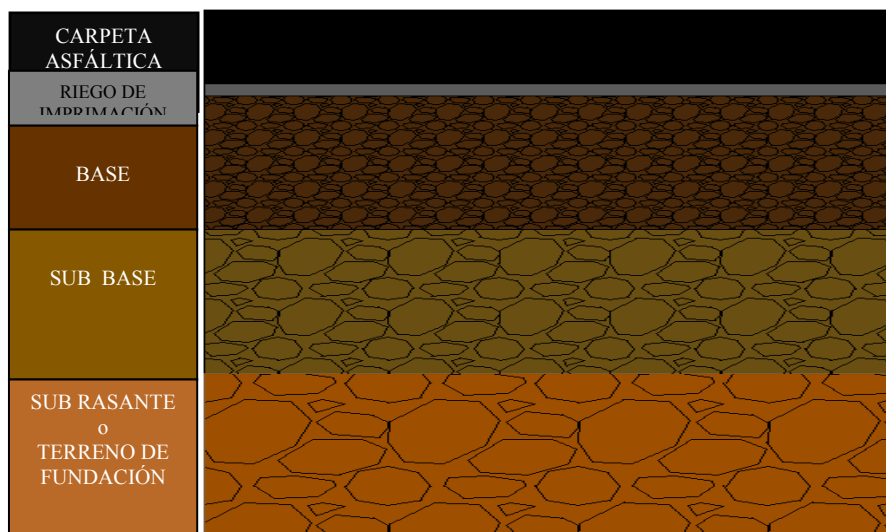


Figura 2.1: Sección Típica de un Pavimento Asfáltico Convencional

Fuente: El Estado del Arte de los Pavimentos Asfálticos - Huamán N.(2010). Curso TITEX URP. Perú (Referencia Bibliográfica 21).

En el Perú, la deformación permanente en sus diferentes formas es una de las fallas más importantes e incidentes en el comportamiento de los pavimentos asfálticos; motivo por cual se considera que es importante elaborar un estudio bibliográfico dirigido a encontrar las principales causas que generan estas fallas; ya que su conocimiento permitirá tratarlas mejor, ayudando de esta manera a solucionar por lo menos en parte el deterioro prematuro de los pavimentos en el Perú que generan ingentes pérdidas económicas al país.

Para lograr estos objetivos, se ha efectuado en esta primera etapa una profunda investigación bibliográfica respecto a esta falla existente en todos los pavimentos del



mundo, para tener un mayor conocimiento de ella y de esta manera tomar los máximos cuidados que permitan evitar en lo posible este tipo de deterioros.

## **2.2 Geografía del Territorio Peruano**

La durabilidad de los pavimentos asfálticos está relacionada directamente con el clima del lugar de ubicación de estos, además de otros parámetros como carga, suelo, humedad, proceso constructivo, entre otros; los que en su conjunto influyen para un determinado comportamiento del pavimento que traerá como consecuencia fallas prematuras por deformación permanente si se descuidan estas consideraciones de diseño.

En este contexto es muy importante considerar que la Geografía del Perú es una de las más complejas y diversas. Perú se encuentra situado en la parte central y occidental de América del Sur; está conformado por un territorio de una superficie continental de 1.285.215,60 km<sup>2</sup> de superficie, lo que representa el 0.87% del planeta, que se distribuyen en región costera 136.232,85 km<sup>2</sup> (10,6%), región andina 404.842,91 km<sup>2</sup> (31,5%) y región amazónica 754.139,84 km<sup>2</sup> (57,9%).

El pico más alto del Perú es el Huascarán en la Cordillera Blanca, con una altura de 6.768 msnm; la zona más profunda es el cañón de Cotahuasi, incluso superando al famoso Cañón del Colorado; el río más largo de Perú es el río Ucayali afluente del río Amazonas con 1.771 km de longitud; el lago navegable más alto del mundo es el Lago Titicaca en Puno/Bolivia con 8.380 km<sup>2</sup> y la isla más grande del litoral peruano es la Isla San Lorenzo en Callao con 16.48 km<sup>2</sup>. Es el tercer país más grande de Sudamérica.

## **2.3 La Variedad de Climas en el Perú**

El hecho de estar el Perú cerca de la línea ecuatorial indicaría que su clima debería ser eminentemente tropical, sin embargo dos factores alteran notablemente el clima. En primer lugar la existencia de la elevada Cordillera de los Andes paralela en América del Sur al Océano Pacífico y, en segundo lugar, la fría Corriente Peruana o de Humboldt que se manifiesta de sur a norte hasta la latitud 5° y que choca con la Corriente del Niño en las costas de Piura y Tumbes hasta la latitud 3.2°, al sur de la línea ecuatorial. Estos accidentes, más el anticiclón del Pacífico sur en esta parte del continente, originan una disminución de las temperaturas promedio anuales de unos diez grados centígrados en la costa y una gran variedad de climas simultáneos en todo el país el cual ha situado al Perú como el país con mayor variedad de climas en el mundo, 28 de 32 posibles.

Definitivamente esta característica especial de variedad de climas que se generan en el Perú hace más compleja e interesante la correcta aplicación de la tecnología de los pavimentos asfálticos; resultando un reto para los estudiosos de esta importante especialidad.

Las ocho regiones naturales del Perú y que inciden en sus diferentes climas son:

- a) Costa o chala: Se localiza entre el Océano Pacífico hasta los 300m de altitud desde la frontera de Ecuador hasta la frontera con Chile.
- b) Yunga: Corresponde desde los 500m de altitud hasta los 2 500 m sobre el nivel del mar.

- c) Quechua: Se extiende desde 2 500m hasta 3 500m de altitud sobre los dos flancos de la cordillera
- d) Suni: Se halla situado entre 3 500m y 4 100m sobre el nivel del mar.
- e) Puna: Se encuentra entre 4 100m y 4 800m de altitud ocupando el área geográfica de las altas mesetas andinas
- f) Jalca o Cordillera: Situados a más de 4800m sobre el nivel del mar.
- g) Selva Alta o Región Rupa Rupa: Se extiende entre 500m y 1 500m de altitud sobre el flanco oriental de la Cordillera de los Andes.
- h) Selva Baja o Región Omagua: Comprende la gran llanura amazónica cuyo territorio está por debajo de los 500m.

(Huamán N (2010). Deformación Permanente en las Mezclas Asfálticas y el Consecuente deterioro de los Pavimentos Asfálticos. V Congreso INVEAS. Venezuela.Ref. Bib. N°20).



Figura 2.2: Mapa Geográfico del Perú  
 Fuente: Wikipedia, la enciclopedia libre (2011). [www.wikipedia.org/wiki/Perú](http://www.wikipedia.org/wiki/Perú)

## 2.4 Marco Conceptual

Se presentan algunas definiciones generales de lo que viene a ser la deformación permanente de los materiales o cuerpos, como son:

- Cuando el material no recobra su forma anterior
- Cuando un material pasa de su límite elástico, o lo que es lo mismo, cuando un objeto no recupera su forma inicial una vez que desaparece la carga.
- Cambio en la longitud de un material plástico después de retirar la fuerza que ha producido su deformación

Es así que deformaciones permanentes, tales como pandeo o grietas, pueden darse debidas a estiramiento, flexión o torsión.

Debido a que estas respuestas estructurales críticas van asociadas con fallas de diseño, la capacidad de obtener la deformación final es especialmente valiosa; por ello se debe determinar causas de falla y entender los procesos de colapso.

Una propiedad característica de la deformación permanente es que cuando un cuerpo está bajo la acción de una fuerza y esta cesa de actuar, la deformación del material no vuelve a cero, tal como se puede apreciar en la figura 2.3.

En el caso de los materiales viscoelásticos como es el asfalto, al aplicar la carga, el material sigue una trayectoria que es muy corta y elástica, seguida de una deformación mas retardada. Al dejar de actuar la carga, se produce una recuperación elástica, seguida de una recuperación retardada y el material nunca recupera su longitud inicial, quedando con una deformación permanente (figura 2.3).

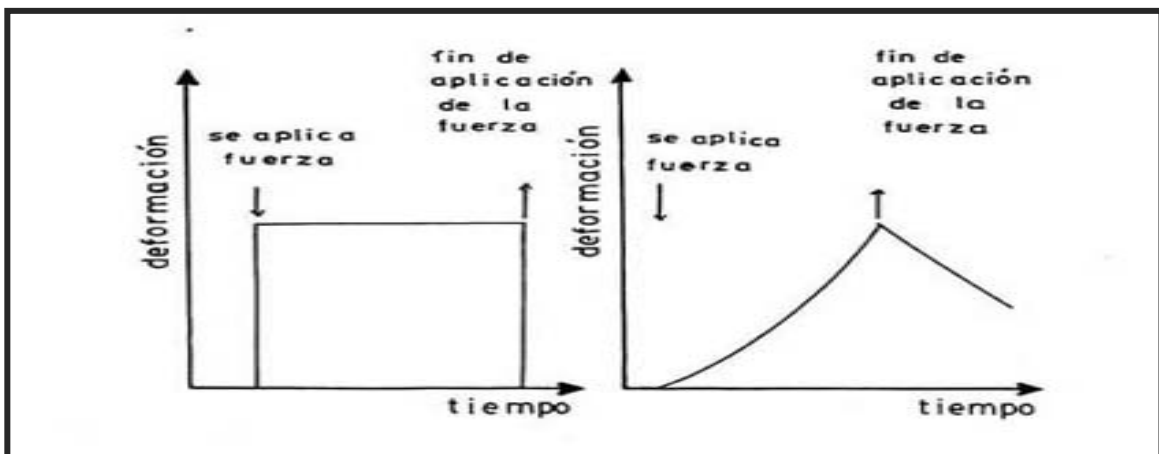


Figura 2.3: Comportamiento de los cuerpos frente a la aplicación de una fuerza  
Fuente: Reyes Lizcano Fredy (2005) - Libro Diseño Racional de Pavimentos. Editorial Javeriana. Colombia. (Ref. Bib.10).

Como es sabido 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 temperaturas mayores. Debido a este comportamiento, las cargas repetidas del tránsito generan deformaciones permanentes en las capas asfálticas, especialmente durante el periodo de temperaturas altas.

El comportamiento de las mezclas asfálticas con respecto a las deformaciones permanentes depende fuertemente del tipo de ligante utilizado, así como de la composición de la mezcla, forma y tamaño de las partículas, calidad de los agregados y aditivos, cuando éstos son empleados.

Todas las mezclas asfálticas presentan distintas propiedades reológicas, dependiendo de las propiedades del ligante en sí, la proporción de los diferentes componentes, la distribución de tamaño de partículas, la angularidad de los agregados y la densidad. Las propiedades de estas mezclas asfálticas también variarán con el tiempo debido al envejecimiento del ligante.

El conocimiento del Índice de Susceptibilidad Térmica es muy importante ya que se obtiene de 4 ensayos que miden el comportamiento reológico del asfalto y que permite obtener información sobre el origen y tratamiento de éstos. Estos ensayos son el de penetración, punto de ablandamiento o anillo y bola, punto de fragilidad fraass y medidas de viscosidad.

La deformación permanente se caracteriza por una sección de superficie cruzada que ya no se encuentra en su posición de diseño. Se le llama permanente porque representa una acumulación de pequeñas cantidades de deformación irrecuperable que ocurre cada vez que se le aplica la carga.

## CAPÍTULO III: LA DEFORMACIÓN PERMANENTE

### 3.1 Introducción

Cuando a un material granular se inducen ciclos de carga y descarga, parte de la deformación total ( $\xi_t$ ) que se genera es recuperada lo que se conoce como deformación resiliente, ( $\xi_r$ ). Aquella deformación que no se recupera se acumula con cada repetición del ciclo y se le denomina deformación permanente ( $\xi_p$ ).

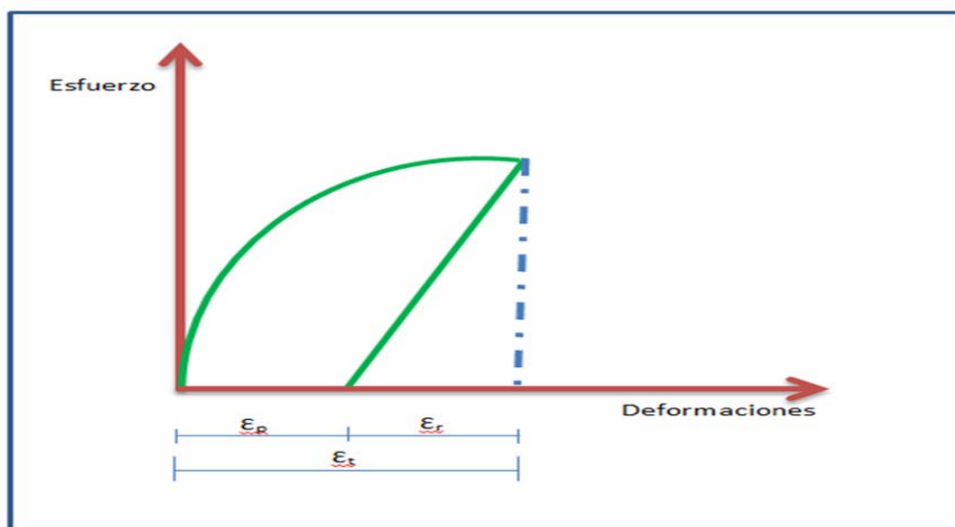


Figura 3.1: Curva típica esfuerzo - deformación en un ciclo de carga y descarga.  
Fuente: Padilla Alejandro Rodríguez (2007). Tesis de Grado: Deformaciones plásticas en capas de rodaduras en pavimentos asfálticos. Universidad UPC. México. (Ref. Bib.9).

En un pavimento estas deformaciones generan hundimientos o desplazamientos que en exceso pueden generar fallas funcionales y/o estructurales.

Así por ejemplo el ahuellamiento que es una forma de deformación permanente, puede tener varias causas como es la debilidad de la mezcla asfáltica en caliente (HMA - Hot Mix Asphalt) por daño de la humedad, abrasión, densificación del tránsito (causado usualmente por varias aplicaciones de carga consecutivas).

### 3.2 Deformación Permanente Estructural

Desde el punto de vista Mecanicista, existen dos principales criterios de falla para los materiales bituminosos: Deformaciones Permanentes y Agrietamiento por Fatiga.

La falla estructural del pavimento puede manifestarse con daños de este tipo debido a una deficiencia de diseño, la cual se manifiesta cuando la vía está sometida a cargas de tránsito muy altas.

Según lo establecido, la primera de ellas, objeto de nuestro estudio, se origina por deformación permanente de alguna de las capas del pavimento o de la subrasante, generada por deformación plástica del concreto asfáltico o por deformación elástica de las capas granulares y la subrasante, debido a la fatiga de la estructura ante la repetición de cargas, como es el caso del Ahuellamiento u otros tipos de fallas, tal como se aprecia en la figura 3.2.



Figura 3.2: Vista Fotográfica del Ahuellamiento

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).

### **3.2.1 Deformación plástica de la mezcla asfáltica**

Se presenta en climas cálidos y también puede darse por una compactación inadecuada de las capas durante la construcción, por el uso de asfaltos blandos o de agregados redondeados.

El ancho de carriles y la velocidad del tránsito también pueden afectar la deformación permanente. La distribución lateral de la zona de rodadura está influenciada por la velocidad del tránsito, ancho de carril y profundidad de las huellas. Las velocidades bajas del tránsito, las cuales corresponden a frecuencias de carga más bajas, también contribuyen directamente al desarrollo de deformaciones permanentes en las capas bituminosas.

La deformación permanente en carpetas asfálticas ocurre debido a una combinación del flujo del material (viscoelástico ó viscoplástico) y el daño en este material, representado por la formación y propagación de fisuras. La capacidad de una mezcla de resistir este tipo de deformación depende de diversos factores, entre los cuales, la consistencia del ligante y la volumetría de la mezcla (agregados y ligantes)

La temperatura del asfalto es un factor que afecta fuertemente a la deformación permanente; no sólo las temperaturas máximas, sino también los gradientes de temperatura pueden tener una influencia sobre la deformación permanente. La temperatura máxima, así como el gradiente de temperatura pueden ser cambiados por la conductividad térmica de la mezcla, así como la brillantez o reflectividad, por medio de la selección del agregado.

### **3.2.2 Ahuellamiento por fallas en la subrasante, subbase y base**

Son causadas por un excesivo esfuerzo repetido en las capas interiores, sean base o subbase bajo la capa de mezcla asfáltica. Aunque los materiales duros pueden reducir este tipo de roderas, es considerado un problema estructural, más que de los materiales entre sí. Esencialmente, no hay suficiente fuerza en el pavimento o dureza para reducir la fuerza aplicada en un nivel tolerable. También puede ser causado por un inesperado debilitamiento de una de las capas generadas por la intrusión de humedad. La deformación ocurre en las capas inferiores, así como en la subrasante.

Las cargas de tráfico provocan hundimientos y debilitamiento, por debajo en la estructura del pavimento. Si la capa de pavimento es suficientemente flexible, se deformará por tener espesores delgados. Los hundimientos por ahuellamiento tienden a ser de anchos que van desde los 750 mm. hasta los 1000 mm., con poca profundidad y formas curvadas cruzando la sección del pavimento sin fisurarse. Si se hiciera una zanja o corte, la deformación de pavimento indicaría, que el espesor del pavimento permanece constante y cualquiera de las capas granulares (base o sub-base) tiene deformaciones. Si la estructura del pavimento es lo suficientemente rígida a la deformación, ocurrirán fisuras por fatiga de un lado a otro en el ancho entero de la trayectoria de la llanta.

Algunas veces atravesando toda la sección del pavimento, parecería un tipo de falla por punzonamiento, con piezas quebradas empujadas hacia abajo. Algunos ahuellamientos

tienden a presentar pendientes pronunciadas con bordes quebrados en ambos lados de la trayectoria de la rueda (figura 3.3).

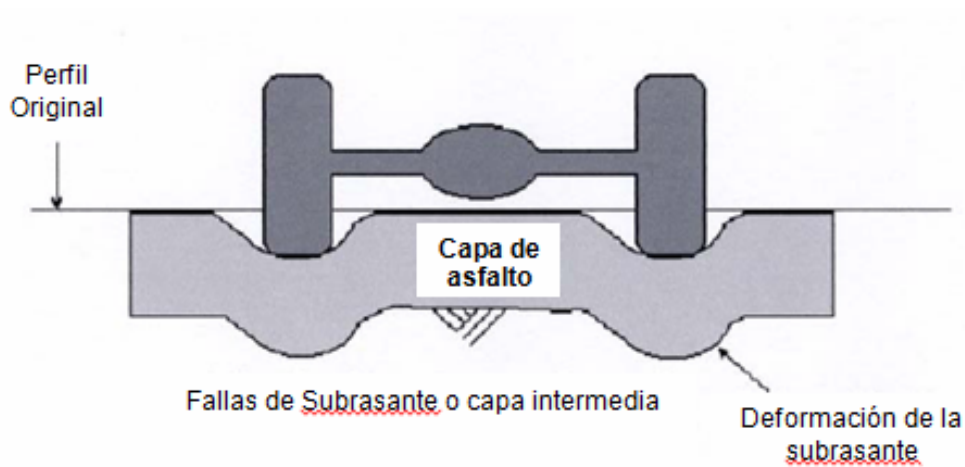


Figura 3.3: Ahuellamiento por fallas en la Subrasante

Fuente: Padilla Alejandro Rodríguez (2007). Tesis de Grado: Deformaciones plásticas en capas de rodaduras en pavimentos asfálticos. Universidad UPC. México (Ref. Bib.9).

### 3.2.3 Ahuellamiento por fallas en la capa de mezcla asfáltica.

Es el tipo de falla se produce debido a la escasez de la capacidad portante o a la insuficiencia de soportar cargas pesadas, una mezcla asfáltica débil, va acumulando una pequeña pero permanente deformación plástica, en cada pulso de carga pesada, y eventualmente forma una ruta caracterizada con una inclinación y deslizamiento lateral de la mezcla, el ahuellamiento puede ocurrir en la capa superficial de asfalto o debido al debilitamiento en las capas inferiores de asfalto.

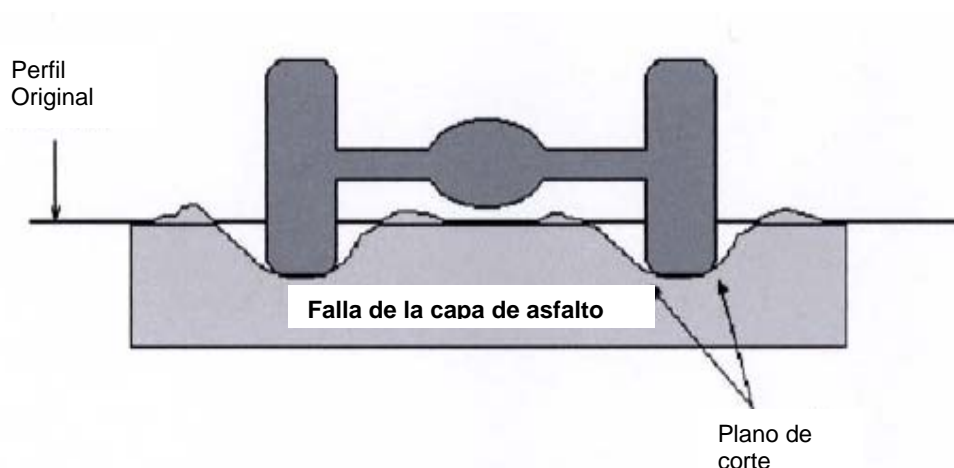


Figura 3.4: Ahuellamiento por fallas en la mezcla asfáltica

Fuente: Padilla Alejandro Rodríguez (2007). Tesis de Grado: Deformaciones plásticas en capas de rodaduras en pavimentos asfálticos. Universidad UPC. Méjico (Ref. Bib.9).



Los ahuellamientos en una mezcla débil ocurren típicamente durante el verano, cuando el pavimento se encuentra sometido a temperaturas altas, esto podría sugerir que son causados por el sol, pero es más correcto pensar, que es una combinación de la resistencia de los agregados pétreos y el ligante asfáltico empleado.

Los ahuellamientos como se ha dicho antes son la acumulación de pequeñas deformaciones permanentes y una manera de incrementar la fuerza contra el deslizamiento es no solamente utilizar asfaltos más duros, sino otro que se comporte más como un sólido elástico a altas temperaturas; así cuando se aplique la carga el material podrá deformarse y volver a su posición original.

Otra manera de prevenir los desplazamientos es seleccionar agregados que tengan un alto grado de fricción interna, que sea cúbico, que tenga una superficie rugosa y pueda desarrollar un grado de contacto partícula a partícula. Cuando se le aplica una carga a una mezcla asfáltica, las partículas de los agregados se cierran unidas de tal manera que fungen como una sola, larga y elástica piedra y como el asfalto actuará como una banda elástica, volverá a su forma original cuando desaparezca la carga, de esta forma no se acumula una deformación permanente.

### 3.3 Deformación Permanente por Tracción

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

Daño por fatiga significa que un estado de tensión provocado por una sollicitación, muy alejada del valor de rotura, llega a producir por acumulación (es decir, por repetición de la sollicitación un número muy elevado de veces) el agotamiento del material, agotamiento que se manifiesta por la fisuración del mismo.

Ensayos de laboratorio en el mundo, han verificado que existe una relación entre la deformación,  $\xi$ , (producida por la sollicitación) y la duración o vida de fatiga del material representada por el número  $N$  de veces que soporta la sollicitación antes de romperse por fatiga.  $\xi$  y  $N$  están ligadas por la expresión:

$$N = k_1 \xi^{k_2} \quad (3.1)$$

Donde  $N$  representa el número de ciclos de carga hasta la fatiga del material al nivel de deformación  $\xi$ , que es la deformación unitaria de tracción (en micro deformaciones  $\mu$  m/m) y  $k_1$  y  $k_2$  constantes que describen el comportamiento a fatiga del material (A. Padilla).

Numerosos estudios se han realizado para establecer que parámetros de la mezcla intervienen de manera significativa en la determinación de los valores de  $k_1$  y  $k_2$ . Se ha comprobado que están principalmente afectados por:

- El módulo de la Mezcla (comportamiento esfuerzo - deformación de los materiales que conforman la mezcla asfáltica).
- El contenido de asfalto
- La viscosidad del asfalto (medida por el Índice de Penetración, IP)
- La granulometría y la naturaleza de los áridos
- El contenido de aire (huecos en la mezcla)
- La temperatura del pavimento

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

$$D = \sum_{i=1}^j \frac{N_i}{N_f} \quad (3.2)$$

Donde  $N_{(i)}$  es el número de ciclos al nivel de deformación  $\xi_i$ ,  $N_f(i)$  es el número de ciclos a rotura al nivel de deformación  $\xi_i$  y j es el número de niveles diferentes de deformación (A. Padilla).

### 3.4 Deformación Permanente por Uso

Cuando los ahuellamientos son causados por deformaciones en la mezcla asfáltica, el material asfáltico es desplazado lateralmente a lo largo de la trayectoria de los vehículos en el plano de la mezcla, y la huella se forma por depresión en el área de carga por donde rueda el neumático o los neumáticos, dejando crestas de mezcla en ambos lados a lo largo de la trayectoria de los vehículos. La superficie dentro de la trayectoria del neumático usualmente está lisa y rica en asfalto; el fondo de la huella tal vez sea lisa y en forma de cuchara.

Muchas veces una o más pequeñas crestas existen de la huella entre los espacios de las llantas duales. Las huellas formadas por deformación tienden a cambiar gradualmente a lo largo de la carretera, por lo tanto el pavimento continúa proporcionando el servicio de rodadura a pesar de tener ahuellamientos.

La importancia de utilizar materiales para la superficie de los pavimentos, con alta densidad, pueden minimizar el orden de magnitud de las deformaciones permanentes. Se ha mencionado en estudios de investigación que los ahuellamientos mayormente son causados por flujos de deformación acompañadas de cambios de volumen en los materiales

A continuación se ilustra el efecto sobre una superficie de pavimento debido al número de pasadas de neumáticos en un ensayo de pista. Estos datos permiten hacer mediciones del promedio de la profundidad de la huella como el volumen de material desplazado por debajo de las llantas y por encima de las zonas adyacentes a ellas. Con esta información, a través de la figura se pueden obtener dos conclusiones:

1. En el escenario inicial de tráfico, el incremento de las deformaciones irreversibles por debajo de los neumáticos es particularmente mayor que el incremento en las zonas por encima de la superficie. En esta fase inicial, la compactación debida al tráfico, tiene una mayor influencia en las huellas.

2. Después del escenario inicial, el volumen que disminuye por debajo de las llantas es aproximadamente igual que el volumen que se incrementa por los bordes en la parte superior del pavimento. Esto es un indicador de que mayormente la compactación se lleva a cabo bajo las sollicitaciones del tráfico y de que las huellas son causadas primordialmente por desplazamiento con volumen constante. Esta fase se consideró en gran parte para representar el comportamiento de la deformación en el tiempo de vida del pavimento.

Hofstra y Klomp (1972) (encontraron que la deformación a través de las capas de concreto asfáltico es mayor cerca de la superficie donde se aplican las cargas y gradualmente decrece en las capas de niveles inferiores (A. Padilla).

Los ahuellamientos son causados básicamente por flujo plástico; a mayor profundidad de la mezcla, existe una mayor resistencia al flujo plástico y también a mayor profundidad se reducen los niveles de tensión. La deformación plástica en una capa de pavimento, puede verse incrementada en la medida en que dicha capa es de menor espesor.

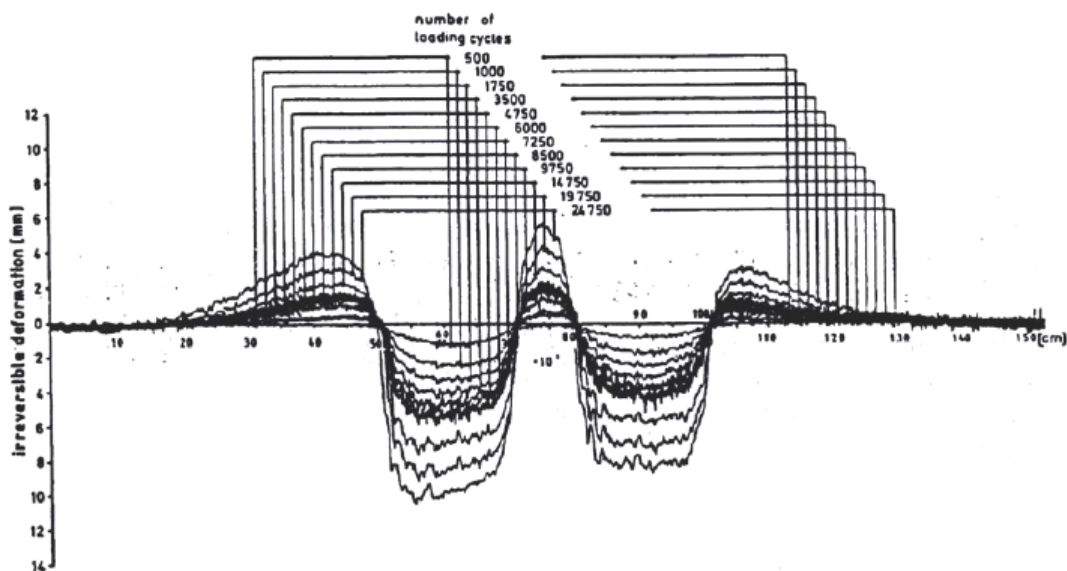


Figura 3.5: Mecanismo de acumulación de deformaciones irreversibles en la mezcla asfáltica.

Fuente: Padilla Alejandro Rodríguez (2007). Tesis de Grado: Deformaciones plásticas en capas de rodaduras en pavimentos asfálticos. Universidad UPC. Méjico (Ref. Bib.9).

Las mezclas asfálticas están compuestas por partículas de agregados de naturaleza elástica, que son los que deben soportar las cargas del tráfico y un ligante de naturaleza viscoelástica, que actúa como pegamento manteniendo unido el esqueleto mineral.

El ligante asfáltico no puede resistir las cargas del tráfico, pues debido a su naturaleza viscosa- elástica puede fluir en función de la carga y su tiempo de aplicación, sin embargo el ligante debe tener la suficiente cohesión para prevenir el desprendimiento de partículas y para resistir los esfuerzos de corte que se generan en los puntos de contacto

entre agregados y que superan la fricción entre los mismos. Si el ligante no es capaz de sujetar las partículas en su sitio, estas pueden moverse compactando el esqueleto a una configuración más densa.

Las mezclas asfálticas pueden tener un comportamiento elástico lineal, elástico no lineal o viscoso en función de la temperatura y el tiempo de aplicación de la carga. A bajas temperaturas el comportamiento es fundamentalmente elástico lineal, y al aumentar la temperatura se empieza a comportar como un material elástico no lineal, apareciendo el comportamiento viscoso a medida que la temperatura continúa aumentando.

- En Invierno, cuando las temperaturas son bajas, no existen deformaciones plásticas, porque la mezcla se comporta de manera elástica.
- En Otoño y Primavera, cuando hay regularmente temperaturas intermedias, la mezcla tiene gran parte de su comportamiento elástico y las deformaciones plásticas son mínimas
- En Verano, a altas temperaturas, la cohesión de la mezcla disminuye y las deformaciones originadas por el tráfico se incrementan. Parte de estas deformaciones se dan en la componente viscosa de la mezcla, no siendo recuperables y apareciendo las deformaciones plásticas permanentes o ahuellamientos.

## **CAPITULO IV: COMPORTAMIENTO REOLÓGICO DEL ASFALTO RESPECTO A FALLAS POR DEFORMACIÓN PERMANENTE**

### **4.1 Introducción**

El asfalto es uno de los materiales más antiguos utilizados por el hombre. Excavaciones arqueológicas revelan de su empleo en épocas anteriores a nuestra era. En Asia, Mesopotamia el asfalto era usado como aglutinante en trabajos de albañilería y construcción de estrados. Los reservorios de agua de los baños sagrados eran impermeabilizados con asfalto.

Se usó en pavimentación en 1802 en Francia; 1838 en Filadelfia (USA) y en 1909 se inicia el uso del “Asfalto derivado del Petróleo“, el cual por sus características de economía y pureza en relación a asfaltos naturales, constituyen actualmente la principal fuente de abastecimiento.

### **4.2 Asfalto, Propiedades y Características.**

El asfalto es un material aglutinante de consistencia variable, de color negro, se puede encontrar naturalmente y/o por refinación de petróleos. Está constituido por una mezcla compleja de hidrocarburos no volátiles de elevado peso molecular.

Los asfaltos naturales pueden encontrarse en depresiones de la corteza terrestre constituyendo los Lagos de Asfalto o aparecen impregnados en poros de rocas formando las llamadas Rocas Asfálticas (Gilgonita). Se encuentran también mezclados con impurezas minerales.

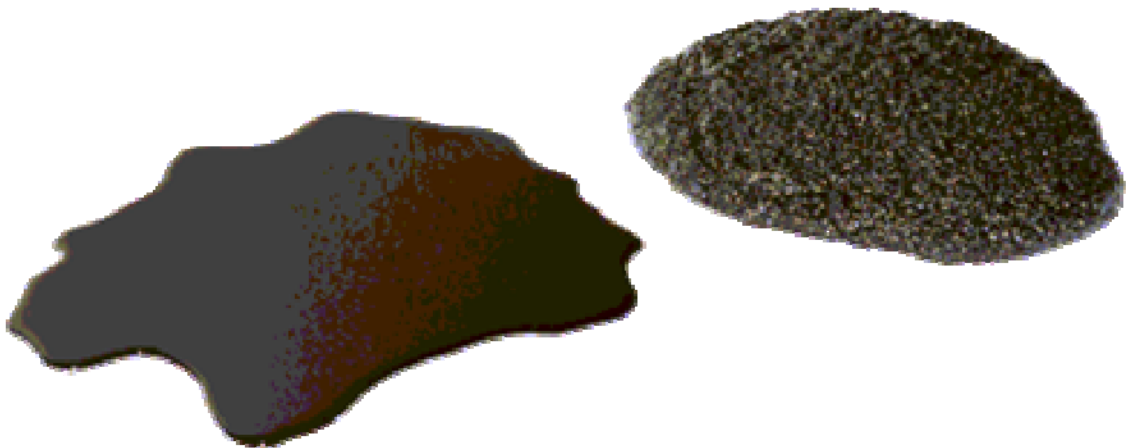


Figura 4.1: Muestras de Asfalto

Fuente: El Estado del Arte de los Pavimentos Asfálticos - Huamán N.(2010). Curso TITEX URP. Perú (Referencia Bibliográfica 21).

Actualmente, la mayor parte del asfalto producido y empleado en el mundo es extraído del petróleo del cual es obtenido exento de impurezas.

Son preparados especialmente por presentar cualidades y consistencias propias para uso directo en la construcción de pavimentos asfálticos.

Es ideal para aplicaciones en trabajos de pavimentación por sus propiedades aglutinantes, impermeabilizantes, flexibilidad, durabilidad y alta resistencia a los ácidos y álcalis en general. Se clasifican de acuerdo a su consistencia medida por la viscosidad dinámica o absoluta y por su penetración (PEN).

Los constituyentes del asfalto interactúan entre sí formando un fluido de comportamiento viscoelástico y comportamiento reológico el cual depende de la composición química de la fuente de procedencia y del proceso de refinación.

Ligantes Asfálticos que existen en el mercado peruano

- Cementos Asfálticos de Petróleo : CAP - PEN
- Asfaltos Diluidos, Recortados o CutBacks
- Emulsiones Asfálticas
- Asfaltos Modificados con Polímeros
- Asfaltos Espumados
- Otros tipos de Asfaltos

#### **4.2.1 Composición química del asfalto**

Químicamente se reporta en términos de dos (02) fracciones principales

Fracción Pesada: Conformada por los asfaltenos de alto peso molecular

Fracción Ligera: Conformada por los maltenos de bajo peso molecular

La parte malténica puede subdividirse en tres fracciones principales: parafinas, resinas y aceites aromáticos.

##### **4.2.1.1. Influencia de los componentes químicos del asfalto**

Asfaltenos

- Proporcionan la dureza al asfalto
- No intervienen directamente en la adherencia de los materiales pétreos
- Su presencia es fundamental en las propiedades mecánicas del asfalto

Resinas

- Dan las características cementantes o aglutinantes

Aceites

- Dan la consistencia necesaria para hacerlos trabajables
- Son líquidos poco viscosos, color claro, no adherentes, muy estables
- Permiten el desplazamiento entre componentes de la fase dispersa (micelas)
- Generan la deformación del asfalto
- Un asfalto con alto contenido de aceite se comporta como un fluido viscoso

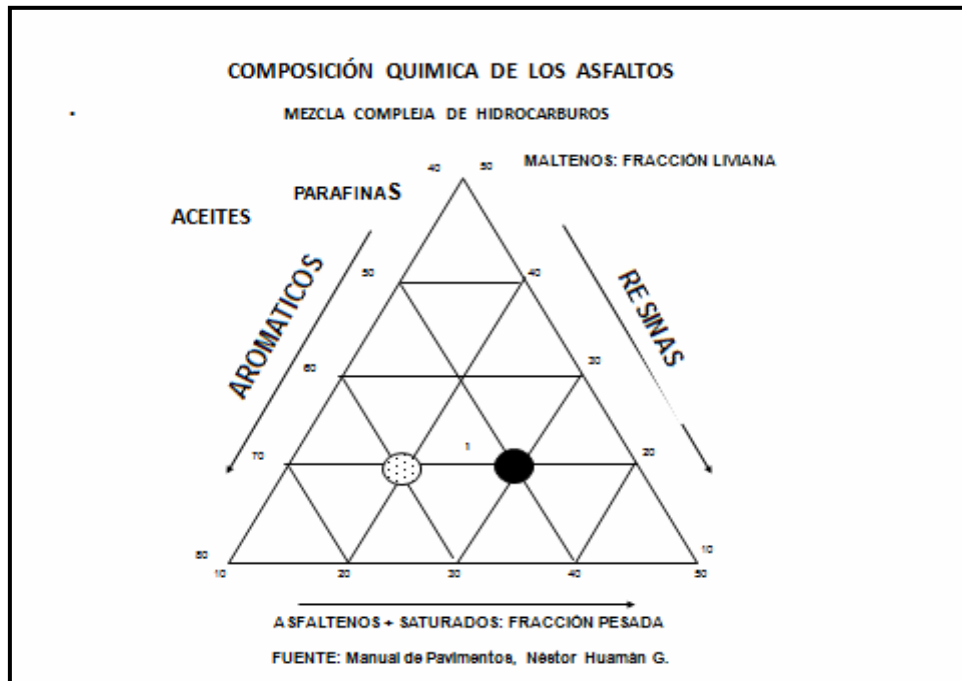


Figura 4.2: Representación esquemática de la composición química del asfalto  
Fuente: El Estado del Arte de los Pavimentos Asfálticos - Huamán N.(2010). Curso TITEX URP. Perú (Referencia Bibliográfica 21).

La composición química de los asfaltos es compleja y varía considerablemente en función de la naturaleza de los petróleos y del esquema de refinación para su producción.

Para simplificar, se puede admitir que esos ligantes asfálticos están constituidos por una suspensión de asfaltenos peptizadas por resinas, en un medio compuesto de aceites saturados y aceites Aromáticos. Esta concepción es importante en la medida que permita establecer las relaciones entre su composición química y fraccionamiento en grupos genéricos (asfaltos, resinas, aceites aromáticos y aceites saturados) y sus propiedades mecánicas y reológicas.

La consistencia de los asfaltos varía en proporción a cada uno de los componentes presentes. No todos los crudos producen Cementos Asfálticos de Petróleo (CAP) en especificación, ya que la naturaleza química del crudo es determinante; un crudo contiene en diferentes proporciones combustibles o asfaltos; dependiendo de su procedencia, así como de su refinación.

La presencia de asfaltenos en un petróleo crudo no garantiza las propiedades correctas de desempeño y calidad de un asfalto, sin embargo su influencia para mejorar la susceptibilidad térmica así como el mejoramiento de alta viscosidad a altas temperaturas, hace que su presencia sea deseable. A medida que el contenido de asfaltenos aumenta, la viscosidad también aumenta, lo que significa que este componente solamente coadyuva a mejorar las características reológicas del asfalto, que sin duda se reflejara en una ayuda en la mejora de las condiciones de calidad que un asfalto debe cumplir.

Asimismo, la presencia de los otros componentes ayudará a mejorar las condiciones de susceptibilidad térmica del asfalto hasta llevarlo al punto óptimo de calidad en lo que se refiere a la ductilidad antes y después de someterlo a pruebas de calentamiento para definir las resistencias a la tracción.

Bajo este contexto se considera que los asfaltos presentan fortalezas y debilidades que nos permitirán caracterizarlos mejor para su utilización; como son:

Fortalezas: propiedades como consistencia, adhesividad, impermeabilidad, durabilidad, entre otras.

Debilidades:

- Muy susceptible a los cambios de temperatura
- Sufre envejecimiento por intemperismo
- Es afectado por la oxidación y la fotodegradación
- Sus propiedades mecánicas son muy pobres
- Es quebradizo a bajas temperaturas
- Fluye a temperaturas un poco arriba de la temperatura ambiente
- Tiene una baja recuperación elástica, que limita ampliamente su rango de utilidad.

### **4.3 Características y Ensayos Convencionales**

El Cemento Asfáltico de Petróleo de una determinada penetración (CAP PEN), es un material termoplástico, reológico, tixotrópico, ideal para aplicaciones en trabajos de pavimentación posee además de sus propiedades aglutinantes e impermeabilizantes, características de flexibilidad y alta resistencia a la acción de la mayoría de los ácidos y álcalis. Los CAP en sus aplicaciones deben estar libres de agua.

Dos de las funciones más importantes en los asfaltos en pavimentación son:

- Aglutinadora
- Impermeabilizadora

Como aglutinante consiste en proporcionar una íntima ligación entre agregados, capaz de resistir una “acción mecánica de desagregado“, producida por la carga de los Vehículos. Como impermeabilizante garantiza un pavimento verdaderamente eficaz contra la penetración del agua, proveniente tanto de las precipitaciones pluviales como la del subsuelo por capilaridad.

Ningún otro material garantiza mejor que un asfalto la realización económica y simultánea de esas 2 funciones, al mismo tiempo que proporciona al pavimento características de flexibilidad que permiten su acomodo sin fisuramiento a eventuales recalentamientos de capas subyacentes. Naturalmente para que un asfalto desempeñe satisfactoriamente las funciones que le son inherentes, es necesario de que sea de buena calidad.

Ante la necesidad de caracterizar el comportamiento del asfalto es que se realizan ensayos de laboratorio como los que se indican:



Penetración: Históricamente mide la consistencia de un Asfalto a 25°C. Hay que tomar en cuenta que el asfalto es un material termoplástico, por lo que su consistencia varía considerablemente con la temperatura.

Punto de Ablandamiento: Es otra medida empírica de consistencia, que corresponde aproximadamente a la temperatura en la cual el asfalto se torna blando. Esta temperatura es visualizada cuando una esfera empuja para abajo el CAP contenido en un pequeño anillo (Ring and Ball) hasta tocar el fondo del recipiente.

Ductilidad: Este ensayo consiste en traccionar a 25°C a una velocidad de 5 cm./minuto un determinado cuerpo de prueba de un CAP, se mide en cms.

Volatilidad: La volatilidad es una medida necesaria en el sentido de informarse qué cantidad de material volátil puede ser perdido por lo que producirá el endurecimiento del asfalto. La prueba del efecto del calor conforme a la norma ASTM D 1754 (This Film Over Test), una película de 3 mm de espesor es sometida por 5 horas a una temperatura de 163°C. Posterior al calentamiento, se somete el residual asfáltico a los ensayos de penetración y variación de peso. Este ensayo informa también sobre el envejecimiento durante la mezcla en uso y durante la vida de servicio del pavimento.

Punto de Inflamación: Este ensayo es visto como un indicador de prevención de incendio. Indica la temperatura a la cual los vapores emanados durante el calentamiento del CAP se inflaman en contacto con una llama.

Índice de Penetración: Estudios experimentales han demostrado que la variación de la penetración con la temperatura de un CAP es una línea recta en un sistema semilogarítmico. El coeficiente angular de esta recta (pendiente) traduce la susceptibilidad térmica en términos de penetración.

Por razones históricas Pfiffer y Van Voormal la han llamado índice de penetración (IP) y su ecuación de la recta es que está en función de: Penetración a 25°C y Punto de Ablandamiento (Amolecimiento). Normalmente se limita al IP entre +1 y -2, valores mayores que (+1) indican generalmente asfaltos oxidados (bajísima susceptibilidad térmica) y valores menores que (-2) indican asfaltos que se ablandan mucho más rápido con la temperatura.

Viscosidad: Se usan dos tipos de viscosidad  
Viscosidad Absoluta o Dinámica o Poise (Po)  
Viscosidad Cinemática o Centistokes (cSt)

La viscosidad es una magnitud física que mide la resistencia interna al flujo de un fluido, resistencia producto del frotamiento de las moléculas que se deslizan unas contra otras. La inversa de la viscosidad es la fluidez.

Viscosidad absoluta: Puede ser definida como la medida de la resistencia del fluido al escurrimiento, o la fuerza por unidad del área requerida para mantener el fluido a velocidad constante sin considerar el espacio. Representa la viscosidad dinámica del líquido y es medida por el tiempo en que tarda en fluir a través de un tubo capilar a una determinada temperatura. Sus unidades son el poise o centipoise (gr/Seg Cm), siendo muy utilizada a fines prácticos.

Viscosidad cinemática: Representa la característica propia del líquido desechando las fuerzas que genera su movimiento, obteniéndose a través del cociente entre la viscosidad absoluta y la densidad del producto en cuestión. Su unidad es el stoke o centistoke (cm<sup>2</sup>/seg).

Un fluido es llamado Newtoniano si su viscosidad es independiente a la tensión de cizallamiento y la velocidad de deformación a que es sometido. Cuando la viscosidad es función de la velocidad de deformación y de la tensión de cizallamiento y de su tiempo de aplicación como en ciertos derivados del Petróleo como las Grasas Lubricantes, Combustibles con alto contenido de asfaltenos y los Asfaltos son llamados Fluidos No Newtonianos.

De todas formas, es importante resaltar que todas las determinaciones de viscosidad en el Laboratorio deben efectuarse a 28°C debajo del punto de inflamación para evitar vaporización de ligeros o sea la pérdida de las fracciones livianas que están conformadas por los maltenos entre ellos los aceites y parafinas.

#### **4.4 La Susceptibilidad Térmica del Asfalto**

Su susceptibilidad térmica se define como el cambio de la consistencia, medida generalmente por la viscosidad, con un cambio de la temperatura. En el caso del asfalto viene a ser la variación de sus propiedades al ser sometido a determinadas temperaturas

El cemento asfáltico es un material termoplástico, cuya consistencia cambia con la temperatura, la magnitud y la duración de la carga; es una propiedad inherente a todo cemento asfáltico, que se debe manejar y aprovechar al máximo. La figura 4.3 interpreta esta característica del asfalto cuando es sometido a diferentes temperaturas.

Se requiere dos medidas de la viscosidad como mínimo, para poder establecer la susceptibilidad térmica de un asfalto. Los cementos asfálticos con un alto grado de susceptibilidad térmica no son deseables, ya que su viscosidad a 135° C - muy baja - puede ocasionar inconvenientes durante el proceso de mezclado y compactación. Por otro lado, a bajas temperaturas de servicio su viscosidad puede resultar muy alta y ser causante de problemas de fisuramiento por contracciones térmicas.

Si un cemento asfáltico registra una viscosidad muy baja (muy fluido) a las altas temperaturas de servicio, se pueden generar ahuellamientos. Si por el contrario, el cemento asfáltico presenta altas viscosidades (muy viscosos) a bajas temperaturas de servicio, habrá fisuramientos. Lo anterior va unido a los cambios en el sistema coloidal que pudieron presentarse durante la elaboración de la mezcla en planta.

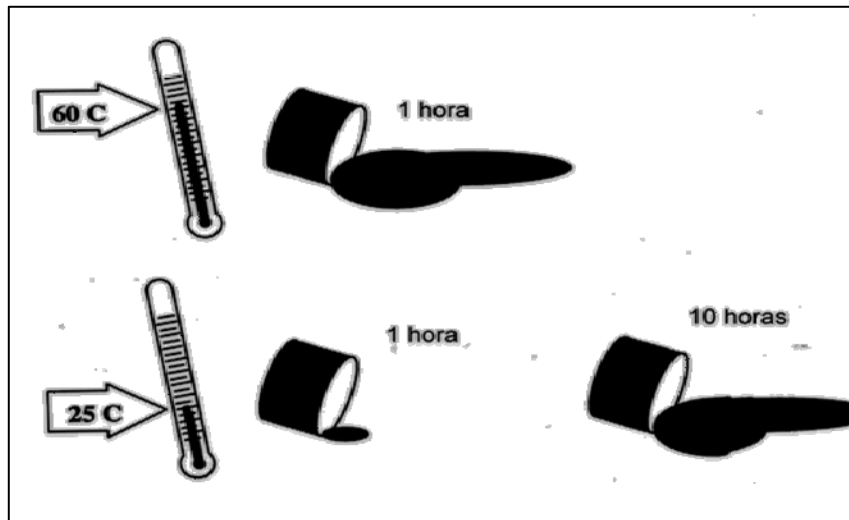


Figura N° 4.3: Efectos de la Susceptibilidad Térmica del Asfalto

Fuente: El Estado del Arte de los Pavimentos Asfálticos - Huamán N.(2010). Curso TITEX URP. Perú (Referencia Bibliográfica 21).

La susceptibilidad térmica de un cemento asfáltico se utiliza principalmente en los siguientes casos:

- a) Determinación de las temperaturas de mezclado y compactación
- b) Calibración de las temperaturas de manejo en planta y en servicio

Asimismo permite obtener información sobre el origen y tratamiento de éstos a través del índice de Penetración o índice de Pfeiffer, pudiendo obtenerse con el Nomograma de Heukelom, cuya gráfica general se aprecia en la figura 4.4.(sin escala), cuya aplicación se verifica en la figura 4.5.

#### 4.4.1 Índice de susceptibilidad térmica mediante el Nomograma de Heukelom

Para obtener el índice de susceptibilidad térmica, se siguen los siguientes pasos:

1.A partir de cuatro ensayos reológicos; penetración, punto de ablandamiento anillo y bola, punto de fragilidad Fraass y medidas de viscosidad; Heukelom elaboró en 1969, un nomograma para caracterizar los Ligantes asfálticos desde el punto de vista de su comportamiento reológico y que permite obtener información sobre el origen y tratamiento de éstos.

2.Los ensayos de penetración y de viscosidad se efectúan bajo las siguientes condiciones:

- Ensayo de penetración: 100g, 25°C, 5s.
- Ensayo de viscosidad absoluta: 60°C, 300 mm Hg de presión de vacío.
- Ensayo de viscosidad cinemática: 135° C

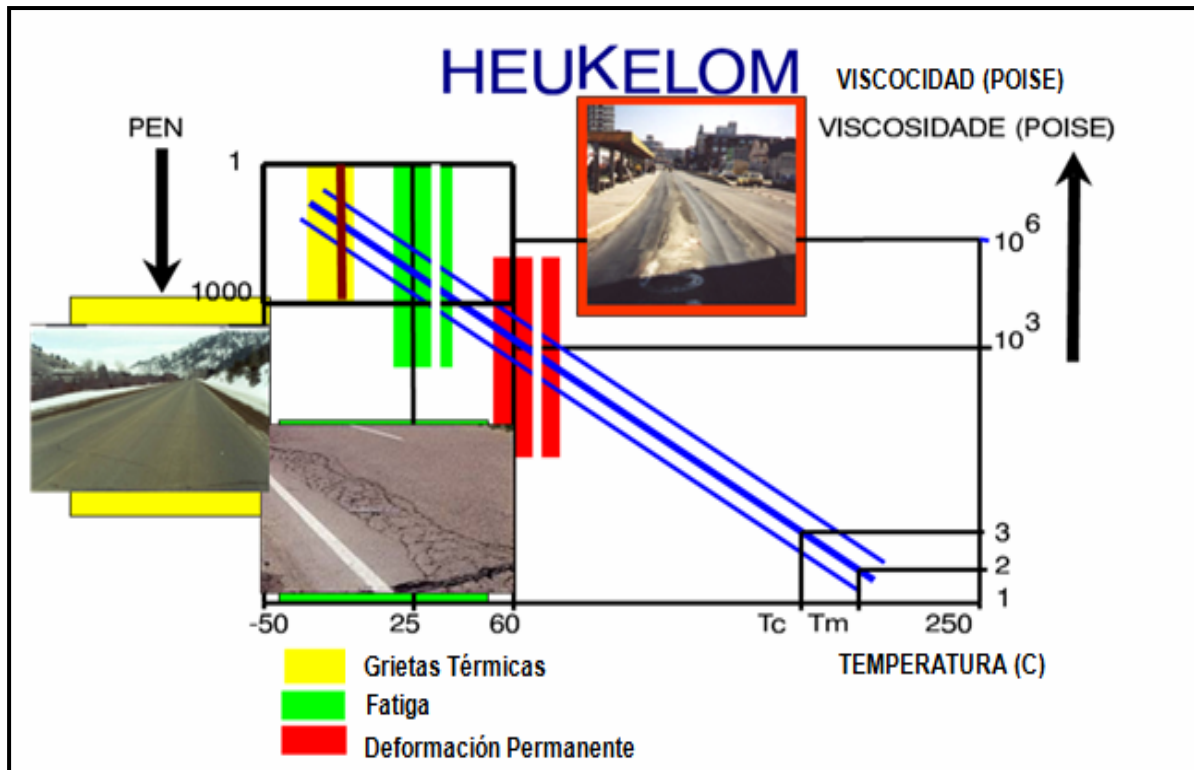


Figura 4.4: Índice de susceptibilidad térmica mediante el Nomograma de Heukelom. Fuente: El Estado del Arte de los Pavimentos Asfálticos - Huamán N.(2010). Curso TITEX URP. Perú (Referencia Bibliográfica 21).

### 3. Nomograma de Heukelom:

a) El Nomograma de Heukelom, tal como muestra la figura 4.4 tiene en la abscisa principal una escala lineal de temperatura y en las ordenadas dos escalas logarítmicas: una, en el sector superior izquierdo donde se encuentran los valores de la penetración y la otra, en el sector inferior derecho donde se encuentran los valores de viscosidad. Este nomograma tiene además dos abscisas intermedias: una para el punto de fragilidad fraas y la otra para el punto de ablandamiento de anillo y bola. El diagrama se completa con un punto ubicado en la parte superior y una escala de índice de penetración o Índice de Pfeiffer.

b) Con los valores obtenidos de los ensayos de penetración, punto de ablandamiento, punto de fragilidad fraas, viscosidad cinemática y viscosidad absoluta, se traza la mejor recta, la cual se traslada en forma paralela hasta el punto ubicado en la parte superior del diagrama. La intersección de esta última recta con la escala de Índice de Penetración entrega el valor de IP, tal como se muestra en la figura 4.5 (Nomograma de Heukelom).

c) En función de la representación obtenida, Heukelom clasifica los Ligantes asfálticos en tres tipos:

\* Tipo S: Corresponden a este tipo los ligantes de destilación directa (Straight) normalmente utilizados en pavimentación, representados por una línea recta. Están

compuestos por hidrocarburos no saturados, son óptimos como ligantes para construcción de carreteras.

\* Tipo W: Corresponden a este tipo de ligantes parafínicos (Wax), representados por dos rectas sensiblemente paralelas y con una zona intermedia de discontinuidad. La zona de transición es consecuencia de los posibles estados de cristalización (fusión de las parafinas). Estos ligantes asfálticos proceden de crudos parafínicos, (exceso de parafinas en su composición química), compuestos generalmente de hidrocarburos saturados, no proporcionan buenos asfaltos para vías con un proceso simple de refinación; para ello requieren un proceso adicional de oxidación parcial.

\* Tipo B: Corresponden a este tipo los ligantes soplados (Bronw), representados por dos rectas que se cortan. A bajas temperaturas la recta tiene menos pendiente que la obtenida a altas temperaturas. El soplado del asfalto se obtiene a través de un proceso continuo de oxidación de residuos de petróleo; no son apropiados para preparar mezclas asfálticas.

Descripción del proceso continuo de oxidación por soplado del asfalto

En la figura 4.5 se representan los tipos de ligantes mencionados anteriormente.

A partir de las representaciones obtenidas con este nomograma es posible evaluar el comportamiento reológico de los Ligantes asfálticos, así como también determinar en forma indirecta la presencia de parafinas y si ha habido durante su fabricación algún proceso de soplado.

#### 4. Valores del Índice de Penetración o Índice de Pfeiffer

a) Proporciona un criterio de la susceptibilidad térmica de los ligantes asfálticos a los cambios de temperatura, dando además una indicación de su estructura coloidal y de su comportamiento reológico.

b) En función del valor del IP obtenido, los ligantes asfálticos se pueden clasificar en:

- Asfaltos con  $IP > +1$ : Son poco susceptibles a la temperatura y presentan un comportamiento de flujo no newtoniano, con cierta elasticidad y tixotropía; corresponden a este grupo los asfaltos soplados.
- Asfaltos con  $IP < -1$ : Son altamente susceptibles a la temperatura y presentan un comportamiento de flujo newtoniano.
- Asfaltos con  $-1 < IP < +1$ : Poseen características, reológicas y de flujo intermedias entre los dos casos anteriores. La mayoría de los Ligantes asfálticos empleados en pavimentación presentan valores de IP comprendido en este rango.

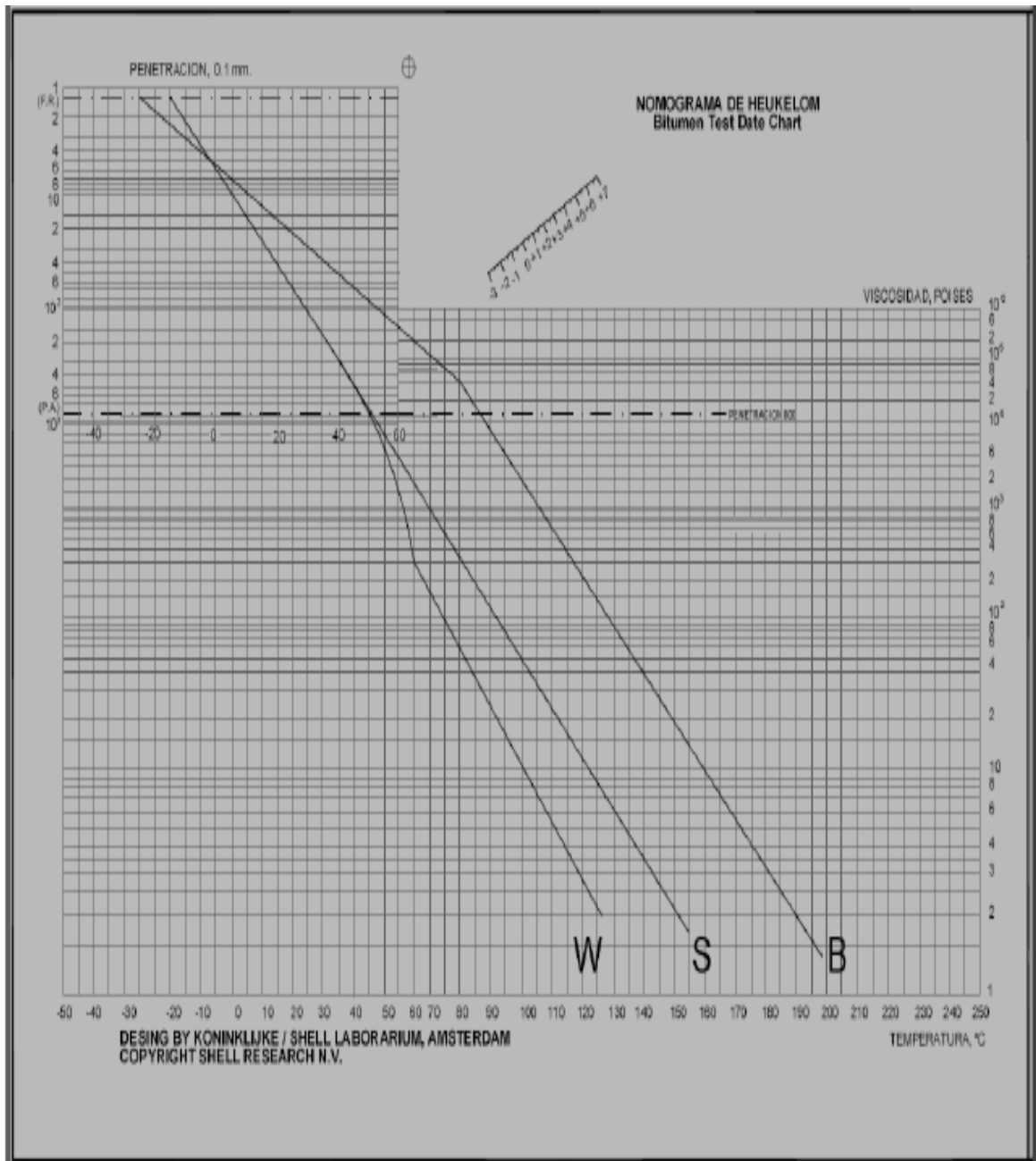


Figura 4.5: Nomograma de Heukelom

Fuente: Manuales Técnicos para el Diseño de Carreteras (2009) - Administración Boliviana de Carreteras (Ref. Bibliog. 14)

#### 4.5 La Reología del Asfalto

La reología se define como la ciencia que estudia la deformación y el flujo de los materiales bajo la aplicación de una carga. Los antecedentes históricos de la Reología son, a menudo, difícilmente separables de los de la mecánica del medio continuo.

Se consideran como antecedentes básicos, respecto al estudio de la reología lo siguiente:

La ley de la viscosidad de Newton (1686) para los fluidos viscosos.

La ley de Hooke (1676) para los medios deformables elásticos.

Trabajos realizados en el siglo XIX por Cauchy, Poisson, Navier, Saint Venant y Stokes. El viscosímetro capilar está asociado a los nombres de Hagen (1797-1884) y de Pouseuille (1799-1869).

#### **4.5.1 Propiedades reológicas de los materiales asfálticos.**

**a) Definición.** La Reología es la parte de la física que estudia la relación entre el esfuerzo y la deformación en los materiales que son capaces de fluir siendo una parte de la mecánica de medios continuos. La reología mide la deformación de los cuerpos que no son ni sólidos ni líquidos, es decir, de cuerpos intermedios entre sólido elástico y líquido viscoso.

La reología estudia las siguientes propiedades:

- 1) La teoría de la elasticidad y resistencia de los materiales.
- 2) La plasticidad.
- 3) La viscosidad.
- 4) La hidráulica.

Los materiales se asumen como cuerpos ideales y elásticos, donde el modelo elástico no tiene más validez. Los fenómenos secundarios se pueden obviar, ya que en la teoría elástica no tiene importancia; siendo el objetivo determinar las deformaciones de los cuerpos intermedios entre sólidos elásticos y líquidos viscosos bajo las fuerzas actuantes teniendo como interés básico el movimiento relativo de las partículas que lo forman.

La reología se divide en 2 campos que son la parte experimental y la parte teórica.

La reología experimental mide sobre cuerpos reales las deformaciones resultantes de las sollicitaciones particulares, fáciles de realizar en el laboratorio mientras que la reología teórica define matemáticamente en comportamiento de estos cuerpos, de manera que se puedan predecir las respuestas en condiciones diferentes del laboratorio.

#### **b) Características reológicas del asfalto**

La reología es una de las propiedades más importantes de los productos asfálticos. Se refiere a la variación de las propiedades del flujo a través del tiempo de aplicación de una carga e incluye una propiedad muy importante: la viscosidad.

La viscosidad de asfalto varía con la temperatura en mayor o menor grado (susceptibilidad térmica) y su estudio es muy importante y de interés práctico, porque en todas las aplicaciones del asfalto se debe modificar su viscosidad mediante el calentamiento.

A temperaturas altas el asfalto se considera un fluido viscoso, mientras que a temperaturas bajas de servicio se considera un material sólido con propiedades elásticas. Con el propósito de conocer las características de flujo del asfalto a distintas temperaturas, se utilizan actualmente monogramas y curvas que relacionan las principales propiedades del asfalto.

### **c) Propiedades reológicas y comportamientos en servicio**

La reología es la rama de la mecánica que analiza el comportamiento de la materia a través del tiempo de aplicación de la carga, mediante el estudio de propiedades de flujo y deformación como la viscosidad, la ductilidad y la fragilidad, permitiendo establecer una relación entre el estado coloidal de los cementos asfálticos y su composición química.

Cualquier material sometido a un esfuerzo cortante suficientemente grande es capaz de deformarse o fluir. Mientras la mecánica racional considera los cuerpos como elementos indeformables y la mecánica elástica los asimila a sólidos perfectamente elásticos, consecuentes con la ley de Hooke, la reología trata el caso más general en el que las deformaciones producidas, por un agente exterior o por un proceso intrínseco aparecen ligadas íntimamente al factor tiempo.

La estructura coloidal de los ligantes asfálticos hace bastante complicado el estudio de sus propiedades reológicas, que se dificulta aún más por su acentuado carácter termoplástico. Este carácter, es decir, su propiedad de ablandarse y hacerse deformable por efecto del calor, y de recuperar sus propiedades primitivas al enfriarse, ha hecho posible el empleo del cemento asfáltico como ligante desde la más remota antigüedad, pero es también lo que más complica el estudio de sus propiedades reológicas, pues todas deben estudiarse en función de la temperatura, representadas por curvas más o menos complicadas.

A los fluidos en los que existe una proporcionalidad entre la tensión cortante y la velocidad de deformación se les denominara newtonianos o de fluir simple. El flujo de este tipo se conoce como flujo viscoso o flujo lineal y la gráfica obtenida se denomina curva de flujo o curva de consistencia. En los materiales newtonianos, la viscosidad ( $\eta$ ) caracteriza completamente el fluir, ya que ésta es independiente de la fuerza aplicada y de la velocidad de deformación.

Una propiedad particular de los cementos asfálticos de flujo newtoniano es que cuando la tensión cortante se multiplica por un factor  $A$ , la velocidad de deformación cortante se multiplica exactamente por el mismo factor.

No obstante, existen muchos materiales de interés técnico, llamados en general no newtonianos, que por no ser verdaderos fluidos muestran viscosidades anómalas. Las leyes de deformación de dichos materiales son intermedias entre las aplicables a los líquidos newtonianos y los sólidos.

Las curvas de consistencia de los mismos presentan formas mucho más complejas, apartándose de las rectas que caracterizan a los líquidos normales, esto significa que el valor de la viscosidad no es una constante, sino que varía con la intensidad de la fuerza aplicada o con la velocidad de deformación.

### **d) Curvas de flujo de los cementos asfálticos**

En el diagrama velocidad de flujo - fuerza de corte sólo se indica si el material es newtoniano o no. Es necesario, por tanto, realizar otras determinaciones que complementen la información anterior para poder conocer exactamente el tipo de flujo



no newtoniano. Una de ellas es dibujar las curvas de desplazamiento vs. tiempo y velocidad vs. tiempo, manteniendo constante la fuerza aplicada.

Cemento asfálticos tipo 1: La velocidad de deformación es constante y proporcional a la fuerza (o tensión cortante) aplicada. Son los denominados cementos asfálticos newtonianos.

Cemento asfáltico tipo 2: La velocidad de deformación disminuye en principio después de la aplicación de la carga, hasta hacerse sensiblemente constante en un valor proporcional a la carga aplicada. Son característicos de los cementos asfálticos viscoelásticos.

Cemento asfáltico tipo 3: La velocidad de deformación disminuye inicialmente, pasando por un mínimo y dependiendo de la fuerza aplicada puede llegar a crecer de modo indefinido a detenerse en una situación de equilibrio. Son característicos de los cementos asfálticos tixotrópicos.

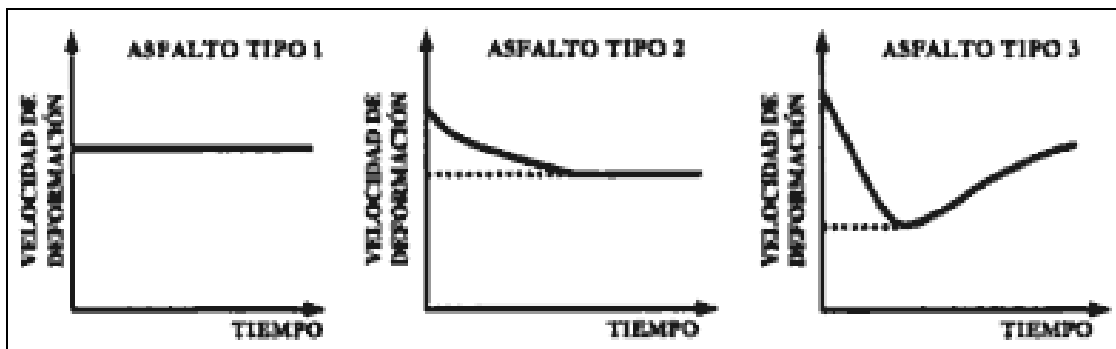


Figura 4.6: Variación de velocidad de deformación para diferentes tipos de cementos asfálticos

Fuente: Reyes Lizcano Fredy (2005) - Libro Diseño Racional de Pavimentos. Editorial Javeriana. Colombia. (Ref. Bib.10).

La clasificación de un cemento asfáltico en alguno de los tipos citados dependerá fundamentalmente de la composición química, tal como se aprecia en la figura 4.6.

Al tipo 1 corresponderán aquellos cementos asfálticos con un bajo contenido asfaltenos y los que proceden de una destilación en donde se ha presentado cracking o los muy aromáticos. Los primeros presentarán micelas (pequeñas micas) muy dispersas que no afectaran el comportamiento del fluido intermicelar, lo cual hace que su comportamiento sea el de un fluido viscoso. En los segundos, la concentración de micelas puede ser grande, pero éstas se encuentran saturadas con asfaltenos de relación C:H (número de átomos de carbono / número de átomos de hidrógeno) muy alta (alto grado de aromaticidad), son muy rígidas y su deformación bajo tensiones que hacen fluir la fase intermicelar es despreciable, por lo que la deformación elástica no se aprecia en el conjunto.

Al tipo 2 de cemento asfáltico, corresponden a aquellos que tienen un contenido de asfaltenos más alto que los del primer grupo. La concentración de micelas es elevada y

deformable elásticamente bajo esfuerzos de tensión moderados. Las micelas se encuentran bien peptizadas, de modo que no existe ninguna unión estructural entre ellas.

Los cementos asfálticos de tipo 3 presentan mayor contenido de asfaltenos y la concentración de micelas es muy elevada. Existen uniones entre ellas que las convierten en una verdadera estructura elástica en el seno del líquido, medio intermicelar, que puedan consistir en verdaderos enlaces químicos entre algunas moléculas de micelas contiguas o un simple entrecruzamiento de ramificaciones de estas moléculas.

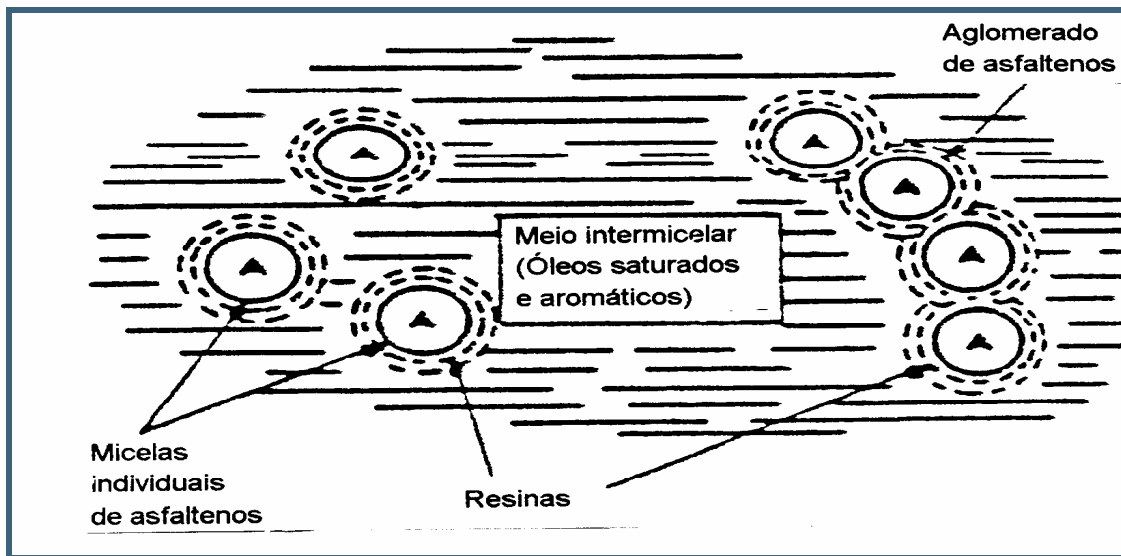


Figura 4.7: Distribución química de los asfaltos

Fuente: Reyes Lizcano Fredy (2005) - Libro Diseño Racional de Pavimentos. Editorial Javeriana. Colombia. (Ref. Bib.10).

#### e) Influencia de la temperatura en la viscosidad

El estudio cuantitativo de la influencia de la temperatura en la viscosidad del cemento asfáltico resiste un alto interés práctico. En casi todas las aplicaciones del cemento asfáltico hay que modificar la viscosidad por calentamiento en algún momento, por lo cual conviene disponer de las curvas viscosidad o temperatura de los ligantes, obtenidas empíricamente, para determinar la viscosidad del producto a una serie de temperaturas.

El cemento asfáltico se compone de micelas en cuyo núcleo la concentración de asfaltenos es muy elevada y se pasa a las resinas y a los aceites o líquido intermicelar por un proceso gradual de dilución. Al elevarse la temperatura, las fuerzas de absorción que unen las moléculas disminuyen, lo que se traduce en un aumento de la actividad de los disolventes que hace que, en un cemento asfáltico caliente, el líquido intermicelar ocupe un volumen mucho mayor que en el mismo cemento asfáltico frío, mientras que la viscosidad del líquido intermicelar también se reduce. En conjunto, se tienen micelas de menor volumen dispersas en un líquido intermicelar de viscosidad menor. Además, los enlaces entre micelas que pudieron existir inicialmente habrán desaparecido o se habrán debilitado, de manera que la viscosidad del cemento asfáltico disminuye con el calentamiento.

Si el aumento de la temperatura es de gran magnitud, se produce un cambio de tipo reológico; es decir, un cemento asfáltico que a una temperatura dada pertenece al tipo 2, puede comportarse a una temperatura más elevada como un cemento asfáltico tipo 1 a la temperatura inicial. De acuerdo con lo anterior, el conocimiento de la susceptibilidad térmica de un cemento asfáltico es vital para determinar las temperaturas óptimas de manejo, tal como se aprecia en la figura 4.8.

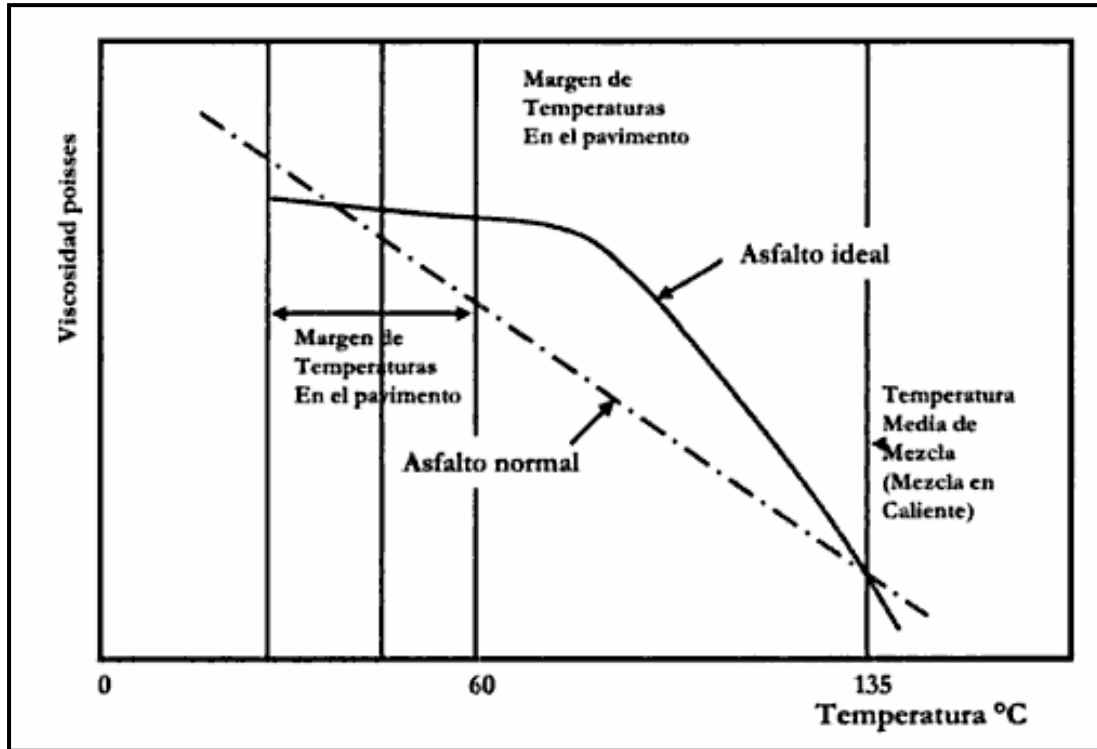


Figura 4.8: Relación viscosidad - temperatura de un cemento asfáltico  
 Fuente: Reyes Lizcano Fredy (2005) - Libro Diseño Racional de Pavimentos. Editorial Javeriana. Colombia. (Ref. Bib.10).

#### 4.5. 2. Mecánica del Medio Continuo: Clasificación de los cuerpos a partir de su ecuación reológica de estado sólido indeformable

La mecánica del medio continuo es una rama de la física (específicamente de la mecánica) que propone un modelo unificado para sólidos deformables, sólidos rígidos y fluidos; físicamente los fluidos se clasifican en líquidos y gases. El término medio continuo se usa tanto para designar un modelo matemático, como cualquier porción de material cuyo comportamiento se puede describir adecuadamente por ese modelo.

La deformación se presenta por un tensor simétrico elemental:

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \frac{\partial u_x}{\partial x} & \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right] & \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \right] \\ \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right] & \frac{\partial u_y}{\partial y} & \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \right] & \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y} \right] & \frac{\partial u_z}{\partial z} \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

Los valores de  $u_x, u_y, u_z$  son definidos como los componentes del desplazamiento durante un tiempo  $dt$  de la partícula cuyas coordenadas son el instante  $t$ :  $x, y, z$ .

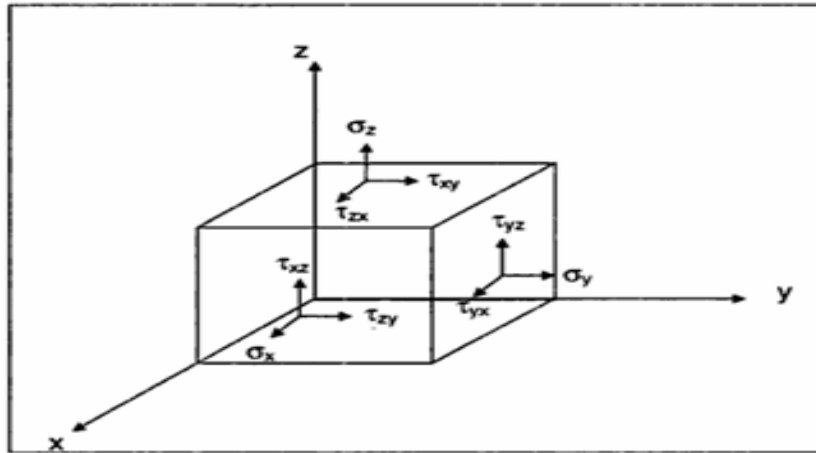


Figura 4.9: Esfuerzos y deformaciones en un sólido.  
 Fuente: Reyes Lizcano Fredy (2005) - Libro Diseño Racional de Pavimentos. Editorial Javeriana. Colombia. (Ref. Bib.10).

Este tensor de deformaciones es la suma de dos tensores:

Un tensor isótropo, correspondiente a una deformación volumétrica (dilatación cúbica), en la cual un isométrico tiene ángulos rectos incambiables y sólo la longitud de sus lados modificada en una misma proporción.

$$\frac{\epsilon_v}{3} \hat{c}_{ij} \quad (4.2)$$

Al tensor de deformación elemental se denomina deformación volumétrica.

$$\hat{c}_{ij} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

O un desviador que corresponde a una deformación llamada distorsión, en la cual un isométrico centrado en  $x, y, z$ , considerado  $V$  su volumen incambiable pero sus ángulos varían; igualmente los esfuerzos que se ejercen en un punto pueden estar representados por un tensor de esfuerzos.

$$|\sigma| = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ & & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

Donde:

- ✓  $\sigma_{xx}$  es la componente según el eje  $O_x$  del esfuerzo de compresión que se ejercer sobre la cara normal en el eje  $O_x$  (esfuerzo normal).

- ✓  $\sigma_{xy}$  es la componente según el eje  $O_y$  del esfuerzo de compresión que se ejercer sobre la cara normal en el eje  $O_y$  (esfuerzo tangencial).
- ✓  $\sigma_{xz}$  es la componente según el eje  $O_z$  del esfuerzo de compresión que se ejercer sobre la cara normal en el eje  $O_z$  (esfuerzo tangencial).

Este tensor se puede descomponer en:

Un componente isótropo  $\sigma_m \delta_{ij}$  llamado esfuerzo medio

Un desviador  $\sigma_c$

$$\sigma_{ij} = \sigma_m \delta_{ij} + \sigma_c \quad (4.5)$$

El estado de esfuerzo de un cuerpo se determina después de que se conocen los seis componentes del tensor de los esfuerzos (y no de nueve, ya que es simétrico) en función del tiempo y del espacio.

La ley fundamental de la mecánica,  $F = ma$ , aplicada a un prisma elemental, conduce a tres ecuaciones que dependen de la aceleración, con respecto a las derivadas parciales en  $x$ ,  $y$ ,  $z$ , de los componentes del tensor de esfuerzos de la ecuación 4.1 (ecuación de esfuerzos).

Para poder resolver el problema es necesario adicionar una relación entre el tensor de los esfuerzos y el de deformaciones características del cuerpo, llamada ecuación reológica de estado.

$$R(\epsilon, \sigma) = 0 \quad (4.6)$$

En la cual los tensores  $\epsilon$  y  $\sigma$  intervienen directamente, y por sus derivados en función del tiempo.

La función  $R$  es características de la clase de cuerpo considerado; por otra parte, se presenta frecuentemente bajo la forma de dos relaciones distintas; entre los componentes isótropos del tensor de las deformaciones y entre los desviadores del tensor de las deformaciones y del tensor de los esfuerzos de otra parte.

De acuerdo a su ecuación reológica de estado sólido indeformable, los cuerpos se clasifican como sigue:

El sólido donde su ecuación reológica de estado es  $\Delta = 0$ ,

Donde  $\Delta = 0$  la deformación volumétrica es nula

$\sigma_c = 0$  el desviador de tensor deformación es nulo

El sólido es indeformable para cualquier esfuerzo aplicado

#### a) Líquido de Pascal

Las partículas del cuerpo pueden desplazarse las unas con respecto a otras sin fricción y, por tanto, sin esfuerzo (solamente el necesario para vencer la inercia de los cuerpos), bajo el efecto de un esfuerzo hidrostático el cuerpo se opone a otro cuerpo, donde el tensor de los esfuerzos es isótropo y su desviador es igual a cero. Se presume que la presión hidrostática disminuye por el volumen del cuerpo.

El componente isótropo de la deformación es nulo. Las ecuaciones se definen por:

$$\varepsilon_v = 0 \quad \|\sigma_c\| = 0 \quad (4.7)$$

El sólido de Hooke y el líquido de Newton relacionan mejor las propiedades con la de los cuerpos reales.

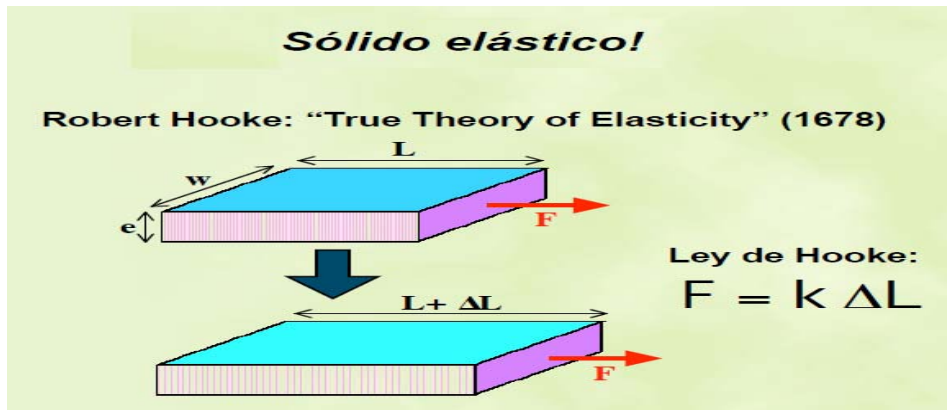


Figura 4.10: Ley de Hooke

Fuente: Reyes Lizcano Fredy (2005) - Libro Diseño Racional de Pavimentos. Editorial Javeriana. Colombia. (Ref. Bib.10).

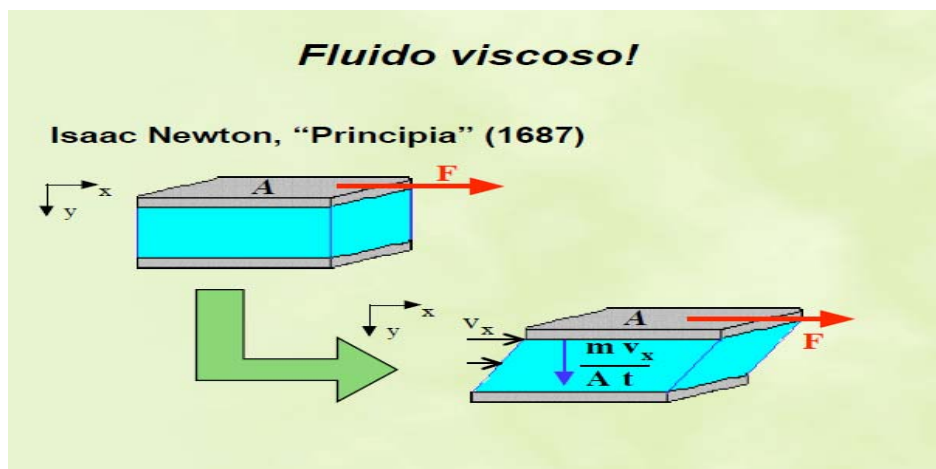


Figura 4.11: Ley de Newton

Fuente: Reyes Lizcano Fredy (2005) - Libro Diseño Racional de Pavimentos. Editorial Javeriana. Colombia. (Ref. Bib.10).

El sólido de Hooke o sólido elástico para este cuerpo considera:

El componente isótropo del tensor de deformaciones y el componente isótropo del tensor de esfuerzos son proporcionales. El desviador de deformaciones y el desviador de los esfuerzos son proporcionales.

Estos dos componentes, isótropo y desviador, son independientes el uno del otro; el comportamiento del cuerpo se define por dos coeficientes de proporcionalidad independientes.

Las ecuaciones reológicas de estado se expresa como:

Proporcionalidad de los componentes isótropos

$$\sigma_m = X \epsilon_v \quad X: \text{constante de característica del cuerpo} \quad (4.8)$$

X: coeficiente de proporcionalidad entre el esfuerzo medio y la dilatación volumétrica: se llama coeficiente de compresibilidad.

Proporcionalidad de los desviadores

$$\|\sigma_d\| = 2G\|\epsilon_d\| \quad (4.9)$$

G: constante característica del cuerpo coeficiente de fluencia.

Si se considera un desviador de deformación en el cual se produce sólo un deslizamiento sobre el plano xy, el componente correspondiente al desviador de la deformación es

$$\frac{1}{2} \left[ \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right] \quad (4.10)$$

El 2G es el factor de proporcionalidad entre el deslizamiento y el esfuerzo que lo induce  $\sigma_{xy}$ , es decir, el esfuerzo paralelo al eje de las y que se ejerce sobre una cara perpendicular al eje de las x.

Se reemplazan estos dos coeficientes de proporcionalidad por otros dos que se introducen naturalmente cuando se considera una sollicitación de tensión o compresión simple: el módulo de Young E y el coeficiente de Poisson.

Se pueden calcular las relaciones entre estos dos coeficientes:

$$E = \frac{9KG}{3K+G} \nu = \frac{3K-2G}{6K+2G} \quad (4.11)$$

Si  $\|\sigma\|$  se mantiene constante incluso durante un tiempo muy largo de deformación,  $\|\epsilon\|$  permanece constante y finalmente el cuerpo es un sólido.

El sólido euclidiano es un caso particular del sólido de Hooke, en el cual X y G (o E y  $\nu$ ) son infinitos.

## b) Líquido de Newton o líquido puramente viscoso

En el sólido de Hooke existe una proporcionalidad entre el componente isótropo del tensor de las deformaciones y el componente isótropo del tensor de los esfuerzos, pero el desviador de los esfuerzos es proporcional no al desviador de las deformaciones sino a la derivada en relación con el tiempo del desviador de las deformaciones.

Las ecuaciones reológicas de estado se expresa así: Proporcionalidad de los componente isotropos

$$\mathbf{n} = -X\mathbf{e}v \quad (4.12)$$

Donde n: presión hidrostática, es el opuesto del esfuerzo medio.

$$\|\sigma_o\| = 2v\|\epsilon'_c\| \quad (4.13)$$

Donde v es la viscosidad absoluta.

De la misma forma que se ha registrado la significación física del módulo de deslizamiento G, se muestra que esta relación expresa la proporcionalidad entre la velocidad de deslizamiento y el esfuerzo que crea este deslizamiento; lo mismo que para el sólido de Hooke en el caso de una sollicitación en tracción simple se introduce el módulo de Young E, otro coeficiente de viscosidad:  $\lambda = 3\eta$  se introduce en el mismo caso para el líquido de Newton.

Si  $\|\sigma\|$  se mantiene constante incluso durante un tiempo muy prolongado  $\|\epsilon_o\|$  permanece constante, pues  $\|\epsilon\|$  tiende hacia el infinito, lo que es característico de un líquido.

El líquido de Pascal es un caso particular del líquido de Newton, en el cual  $X = \infty$  y  $n = 0$ .

Intermedios entre estos dos últimos cuerpos figuran aquellos que determinan el objeto real de la reología: los cuerpos viscoelásticos.

### c) Cuerpos viscoelásticos

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

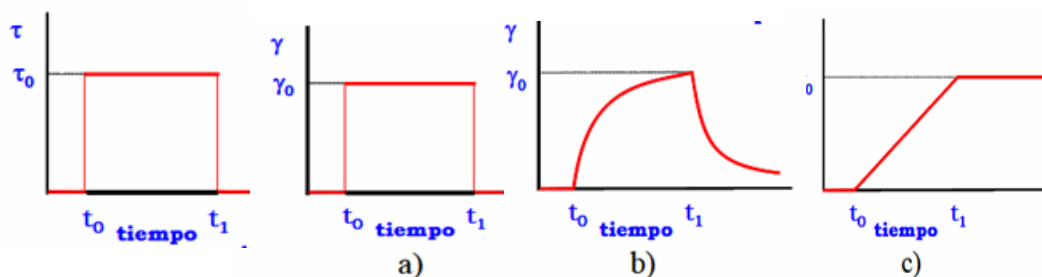


Figura 4.12: Comportamiento de los cuerpos visco - elásticos.

Fuente: Reyes Lizcano Fredy (2005) - Libro Diseño Racional de Pavimentos. Editorial Javeriana. Colombia. (Ref. Bib.10).



La ecuación de estado reológico de los cuerpos viscoelásticos es una combinación de las ecuaciones de estado del sólido de Hooke y el líquido de Newton. Existen varias maneras de hacer esta combinación, que conduce a diferentes tipos de cuerpos.

#### d) Líquido de Maxwell

Para el sólido de Hooke la relación entre los desviadores es:

$\sigma_0 = 2G \epsilon_0$  por derivación en función del tiempo.

$$\dot{\sigma}_0 = 2G \dot{\epsilon}_0 \quad \text{por derivación en función del tiempo} \quad (4.14)$$

Para el sólido de Newton la relación entre los desviadores es:

$$\dot{\sigma}_0 = 2\eta \dot{\epsilon}_0 \quad \text{dedonde} \quad \epsilon_0 = \dot{\sigma}_0 / 2\eta \quad (4.15)$$

La ecuación de estado de líquido de Maxwell es por definición la combinación siguiente de estas dos relaciones.

$$\epsilon_0 = \sigma_0 / 2G + \dot{\sigma}_0 / 2\eta \quad (4.16)$$

Si  $\sigma$  se mantiene constante durante un tiempo muy prolongado,  $\dot{\sigma}_0 = 0$ ,  $\epsilon_0$  permanece constante. Este cuerpo va a fluir indefinidamente a una velocidad constante, como el líquido viscoso de Newton.

En el líquido de Newton el módulo G es infinito.

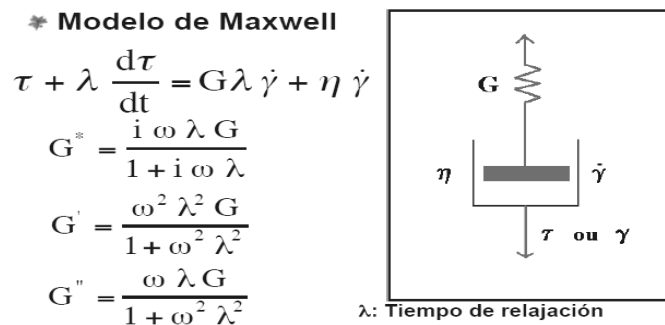


Figura 4.13: Modelo de Maxwell

Fuente: Reyes Lizcano Fredy (2005) - Libro Diseño Racional de Pavimentos. Editorial Javeriana. Colombia. (Ref. Bib.10).

#### e) Sólido de Kelvin

Para definir este cuerpo, se combinan las ecuaciones de estado relativas a los desviadores:

Del sólido de Hooke  $\sigma_0 = 2G\epsilon_0$

Del líquido de Newton  $\dot{\sigma}_0 = 2\eta\dot{\epsilon}_0$

Bajo la forma  $\sigma_0 = 2G\varepsilon_0 + 2n\varepsilon_0'$

Si el tensor del esfuerzo  $\sigma_0$  se mantiene constante durante un tiempo muy prolongado, la deformación  $\varepsilon_0$  tiende hacia un límite finito, lo que justifica la denominación de sólido que se da a este cuerpo.

El sólido elástico de Hooke es un caso particular del sólido de Kelvin, en el cual la viscosidad es nula.

#### f) Generalización

De una manera más general, se pueden definir los cuerpos reológicos por una ecuación de estado de forma:

$$\alpha_0 + \alpha_1 \varepsilon_0 + \alpha_2 \varepsilon_0' + \alpha_3 \sigma_0 + \alpha_4 \sigma_0' = 0 \quad (4.17)$$

Los coeficientes  $\alpha_i$  son constantes, independientemente del estado de esfuerzo o deformación. En ciertos casos se considera que estos coeficientes dependen del estado de esfuerzo o deformación.

Los cuerpos viscoelásticos reales tienen un comportamiento que el modelo de Maxwell y Kelvin no describe de manera suficiente. La ecuación de estado generalizado permite aproximarse mejor a su comportamiento, escogiendo sus coeficientes convenientemente.

#### g) Flujo y relajación

Existen 2 experiencias para caracterizar el comportamiento de cuerpos viscoelásticos que colocan la relación esfuerzo-deformación en función del tiempo que son el flujo que es la experiencia en la cual un estado de esfuerzos se aplica instantáneamente en principio y se mantiene constante después; se determina la deformación resultante en el tiempo, y la relajación que es un estado de deformaciones se aplica en principio de manera instantánea y se mantiene constante luego; se determinan los esfuerzos necesarios de aplicación en el tiempo

#### h) Flujo de los cuerpos viscoelásticos

Si se aplica de modo abrupto un esfuerzo a un sólido de Hooke y se mantiene constante, resulta instantáneamente una deformación que permanece constante, cualquier que sea la duración de aplicación de la fuerza.

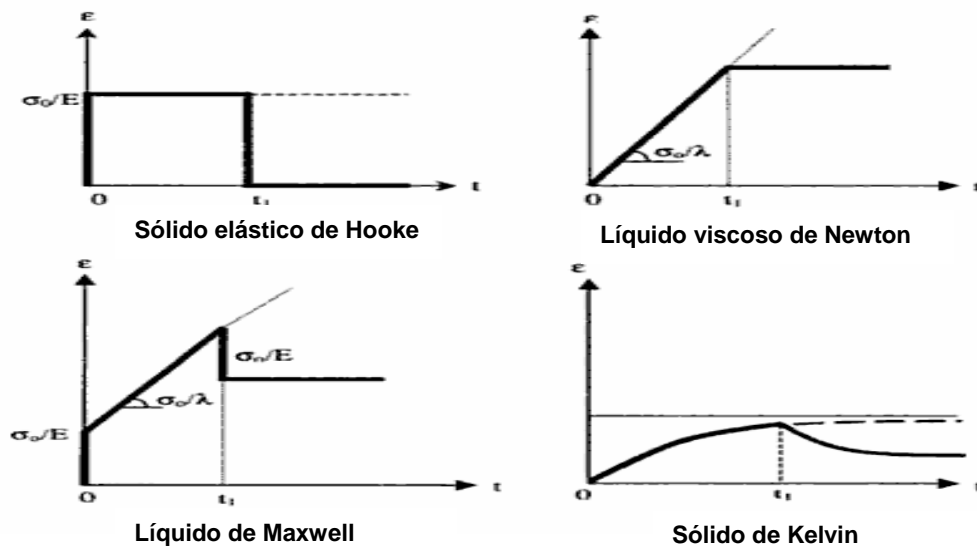


Figura 4.14: Curvas de flujo y relajación

Fuente: Reyes Lizcano Fredy (2005) - Libro Diseño Racional de Pavimentos. Editorial Javeriana. Colombia. (Ref. Bib.10).

Si se aplica en forma abrupta un esfuerzo a un líquido viscoso de Newton y se mantiene constante, según la ecuación reológica de estado, resultará una deformación a velocidad constante; la curva de flujo es una recta que pasa por el origen, cuya pendiente es tanto más grande cuando la viscosidad  $\lambda$  es más débil.

Si se aplica bruscamente un esfuerzo a un líquido de Maxwell y se mantiene constante, resultará para la parte elástica del comportamiento una deformación instantánea, seguida por la continuidad del comportamiento viscoso de una deformación a velocidad constante, análoga a la del líquido de Newton.

En efecto, la ecuación reológica de estado se escribe en el caso de una tracción simple.

$$\dot{\epsilon} = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma}{\lambda} \quad (4.18)$$

Sea  $\sigma_0$  el esfuerzo constante aplicado, se tiene  $\dot{\sigma} = 0$ , de donde la ecuación de la curva de flujo

$$\epsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} + \frac{\sigma_0}{\lambda} t \quad (4.19)$$

Si se aplica bruscamente un esfuerzo a un sólido de Kelvin y se mantiene constante, el cuerpo se deformará de manera progresiva y su deformación tenderá hacia un límite. En efecto, la ecuación reológica de estado se escribe.

$$\sigma = E\epsilon + \lambda\dot{\epsilon} \quad (4.20)$$

Que con  $\sigma = \sigma_0$  da por integración la ecuación de la curva de flujo

$$\epsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} \left[ 1 + e^{-\frac{t}{\lambda}} \right] \quad (4.21)$$

Al cabo de un tiempo infinito, la deformación tiende hacia un límite infinito  $\sigma_0/E$ , que es el del sólido de Hooke.

**i) Relación entre los cuerpos viscoelásticos**

Para que un sólido de Hooke al cual se le aplica una deformación casi instantáneamente conserve esta deformación constante en el curso del tiempo, basta hacer mantener constante el esfuerzo aplicado; el sólido de Hooke no da a lugar a un fenómeno de relajación.

Para que un líquido viscoso de Newton al cual se le aplica una deformación conserve esta deformación constante durante el tiempo, es necesario suprimir instantemente el esfuerzo; se dice que la relajación de un líquido de Newton es instantánea.

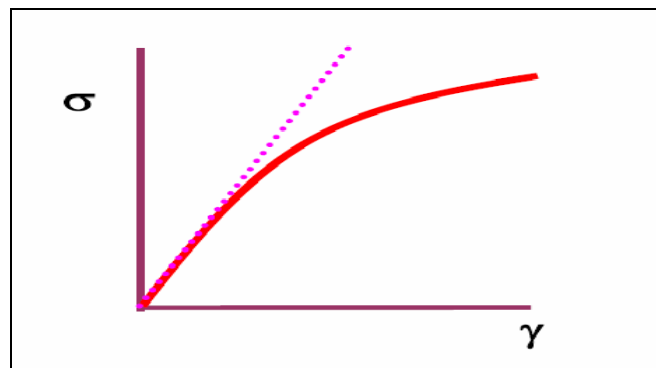


Figura 4.15: Relación entre esfuerzo y deformación para un fluido viscoelástico  
 Fuente: Reyes Lizcano Fredy (2005) - Libro Diseño Racional de Pavimentos. Editorial Javeriana. Colombia. (Ref. Bib.10).

Para que un líquido de Maxwell al cual se le aplica previamente una deformación conserve esta deformación constante durante el tiempo, es necesario que el esfuerzo aplicado disminuya de manera gradual, y continúa hasta anularse al cabo de un tiempo infinito: el líquido de Maxwell da lugar a un fenómeno de relajación de los esfuerzos. Si en la ecuación reológica de estado:

$$\epsilon' = \frac{\sigma'}{E} + \frac{\sigma}{\lambda} \tag{4.22}$$

Se tiene  $\epsilon = \epsilon_0 = \text{constante}$ , pues  $\epsilon' = 0$  se obtiene por integración la ecuación de la curva de relajación.

$$\sigma(t) = E\epsilon_0 e^{-t/\lambda} \tag{4.23}$$

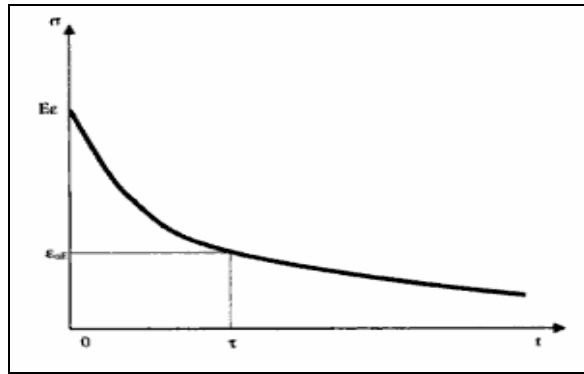


Figura 4.16: Curva de relajación del líquido de Maxwell  
 Fuente: Reyes Lizcano Fredy (2005) - Libro Diseño Racional de Pavimentos. Editorial Javeriana. Colombia. (Ref. Bib.10).

Se denomina  $\lambda/E$  el tiempo de relajación  $t$  y se escribe la ecuación de la curva de flujo.

$$\sigma(t) = E\epsilon_0 e^{-\frac{t}{\lambda}} \quad (4.24)$$

Su significación física es que al cabo de un tiempo igual al tiempo de relajación, se termina una proporción igual a  $1-1/e$  (sea 63%) de la relajación total. Un tiempo de relajación extenso es característico de un cuerpo viscoelásticos que se separa del sólido elástico de Hooke, en tanto que un tiempo de relajación corto es característico de un cuerpo viscoelásticos cuyo carácter viscoso es notable.

Para un sólido elástico la viscosidad  $\lambda$  es infinita, dado que el tiempo de relajación  $\lambda/E$  es infinito; para un líquido viscoso de Newton el módulo  $E$  es infinito, dado que el tiempo de relajación  $\lambda/E$  es nulo.

Para que un sólido de Kelvin al cual se le aplica previamente una deformación conserve esta deformación constante en el curso del tiempo, es necesario mantener un esfuerzo constante durante el tiempo; así se tiene la ecuación reológica de estado:

$$\sigma = E\epsilon + \lambda\dot{\epsilon} \quad (4.25)$$

$\epsilon = \epsilon_0 = \text{constante}$ , pues  $\dot{\epsilon} = 0$ ; de esto resulta  $\sigma = E\epsilon_0 = \text{constante}$

El sólido de Kelvin no da lugar a fenómenos de relajación.

### 4.5.3 Modelos Reológicos

Con el fin de materializar las ecuaciones reológicas de estado de los cuerpos viscoelásticos, se usan modelos mecánicos que constituyen una asociación de elementos de base, los cuales son:

Un resorte: perfectamente elástico, caracterizado por un módulo  $E$ ; su ecuación reológica de estado es la del sólido de Hooke,  $\sigma = E\epsilon$ .

Un amortiguador: pistón perforado que se desplaza en un líquido viscoso, caracterizado por un coeficiente de viscosidad  $\lambda$ .

Su ecuación reológica de estado es la del líquido de Newton  $\sigma = \lambda \dot{\epsilon}$

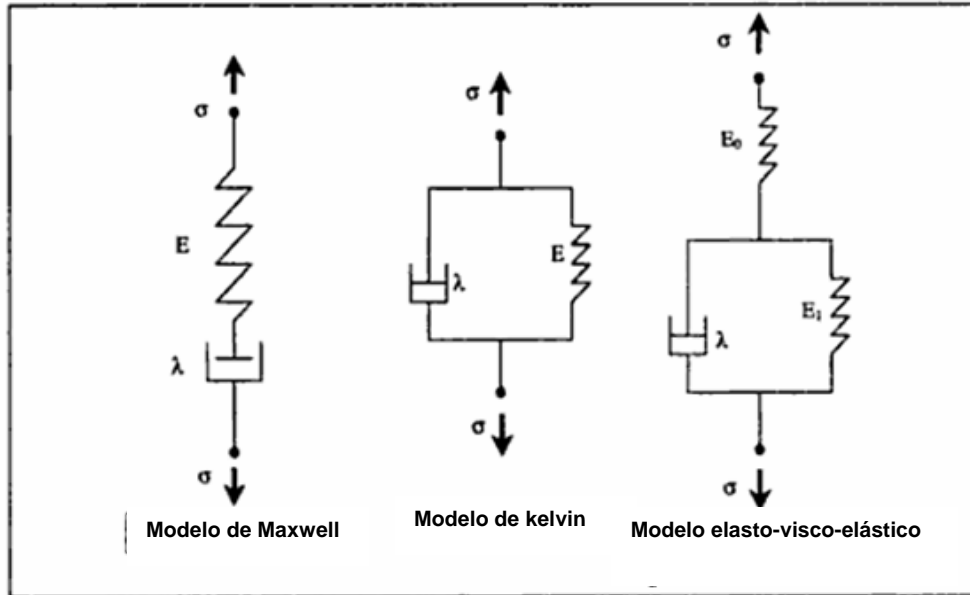


Figura 4.17: Modelos reológicos de asfaltos.

Fuente: Reyes Lizcano Fredy (2005) - Libro Diseño Racional de Pavimentos. Editorial Javeriana. Colombia. (Ref. Bib.10).

Serie: los dos elementos tienen igual esfuerzo y la deformación del modelo es la suma de la deformación de los dos elementos de base; se tiene, pues, el modelo.

$$\dot{\epsilon}' = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma}{\lambda} \quad (4.26)$$

Se reconoce la ecuación de estado de líquido de Maxwell. Este modelo en serie se llama modelo de Maxwell.

Paralelo: en este caso se supone que los dos elementos de base se colocan de tal manera que su deformación es igual; el esfuerzo aplicado al modelo global es la suma de los esfuerzos aplicados a los dos elementos. Se tiene

$$\sigma = E\epsilon + \lambda\dot{\epsilon}'. \quad (4.27)$$

Se reconoce la ecuación de estado del sólido de Kelvin. Este módulo en paralelo se llama módulo de Kelvin.

Con la ayuda de estos elementos de base, se puede construir un gran número de modelos más complicados:

**a) Modelo elasto-viscoelástico**

Este modelo se constituye por un resorte  $E_0$ , en serie con un modelo de Kelvin ( $E_1, \lambda$ ); su ecuación es:

$$\sigma \left[ 1 + \frac{E_1}{E_0} \right] + \frac{\lambda}{E_0} \sigma' = E_1 \varepsilon + \lambda \varepsilon' \quad (4.28)$$

Después de que se aplica bruscamente un esfuerzo  $\sigma_0$  y que se mantiene constante, el modelo presenta una deformación elástica instantánea  $\sigma_0/E_0$ , pues fluye con una deformación finita de elasticidad diferida como un modelo de Kelvin; el cuerpo correspondiente es, pues, un sólido.

Si al cabo de cierto tiempo se suprime instantáneamente el esfuerzo, la deformación elástica  $\sigma_0/E_0$  se recupera al instante, ya que se produce un recubrimiento de elasticidad diferida sin deformación permanente análoga al modelo de Kelvin.

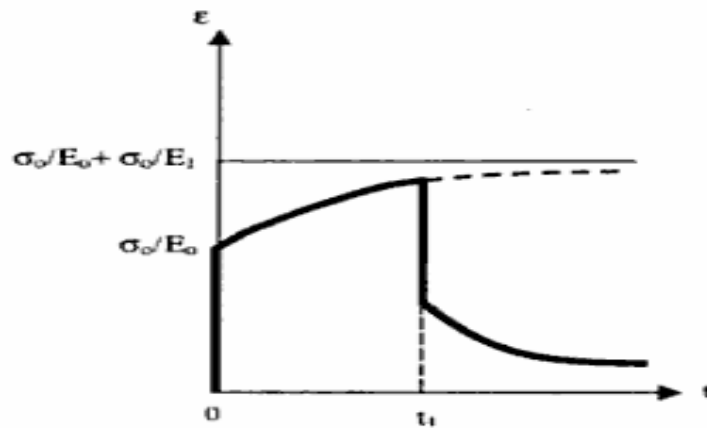


Figura 4.18: Flujo y recuperación del modelo elasto-viscoelástico  
 Fuente: Reyes Lizcano Fredy (2005) - Libro Diseño Racional de Pavimentos. Editorial Javeriana. Colombia. (Ref. Bib.10).

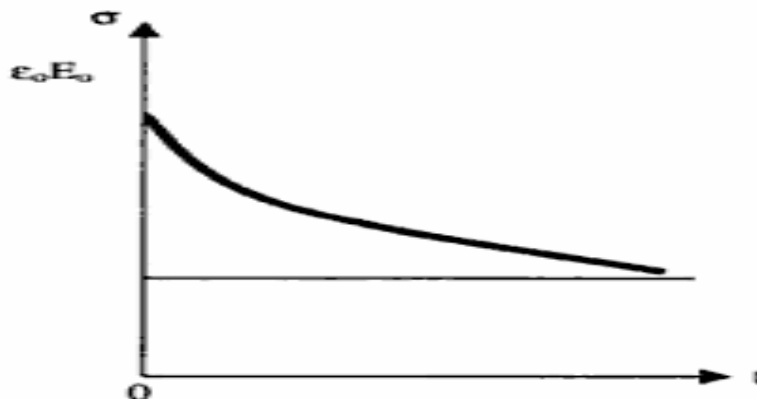


Figura 4.19: Relajación del modelo elasto-viscoelástico.  
 Fuente: Diseño Racional de Pavimentos. Fredy Reyes - Colombia

Se puede demostrar que este modelo presenta una propiedad de relajación; el esfuerzo disminuye gradualmente el valor inicial  $\varepsilon_0 E_0$  en un valor finito.

Un cuerpo cuya ecuación de estado es de la forma:

$$\alpha_1 \|\varepsilon_0\| + \alpha_2 \|\varepsilon_0'\| + \alpha_3 \|\sigma_0\| + \alpha_4 \|\sigma_0'\| = 0 \quad (4.29)$$

En donde  $\alpha_i$  son escalares no nulos y constituye un sólido con elasticidad instantánea, y una elasticidad diferida sin deformación permanente presente una deformación de flujo limitada y una relajación parcial.

El modelo de Kelvin generalizado posee en serie un resorte (módulo  $E_0$ ),  $n$  modelos de Kelvin ( $E_i, \lambda_i$ ) y un amortiguador (viscosidad  $\lambda$  infinito).

### a.1 Visco elasticidad lineal. Función de flujo y relajación

Dentro de la diferente gama de modelos constitutivos para los materiales visco-elásticos lineales se encuentra el modelo de Maxwell, el modelo de Kelvin-Voigt y el modelo de sólido viscoelástico lineal estándar que combina los dos modelos anteriores. Todos estos modelos descomponen la tensión y deformación en dos sumandos, uno que representa los efectos elásticos y otro que representa los efectos viscosos, siendo estos modelos, interpretables en términos de muelles y amortiguadores. Cada uno de estos modelos difiere en la disposición de los muelles y amortiguadores.

Otra propiedad interesante es que las ecuaciones constitutivas también pueden ser interpretadas en términos de circuitos eléctricos, en los que la tensión mecánica sería el equivalente del voltaje y la velocidad de deformación sería equivalente a la intensidad de corriente. El módulo elástico sería equivalente a la capacitancia del circuito (que mide la capacidad de almacenaje de energía) y la viscosidad a la resistencia del circuito (que mide la capacidad de disipar energía).

El gran interés de la viscosidad lineal es que los cálculos que permiten prever la respuesta a deformación de un esfuerzo dado (función del tiempo) son relativamente simples, lo que no se presente en el caso de la viscosidad no lineal.

La linealidad permite, además, caracterizar el comportamiento del cuerpo por un método diferente del de ecuación reológica de estado, utilizando la función flujo o relajación.

### a.2 Función flujo

Siguiendo la linealidad del cuerpo, la deformación de flujo  $E(t)$  de un cuerpo viscoelástico lineal es proporcional al esfuerzo constante  $\sigma_0$  aplicado en el tiempo  $t = 0$ .

Esto permite definir una función  $f(t)$  tal que  $E(t) = \sigma_0 f(t)$ .

Esta función se llama función de flujo del cuerpo.

La función flujo es nula para  $t$  menor que 0 y toma instantáneamente el valor  $f(t)$  para  $t$  mayor o igual que 0.



Así la función flujo del líquido de Maxwell  $f(t) = 1/E + 1/\lambda t$ .

La función flujo del sólido de Kelvin  $f(t) = 1/E (1 - e^{-t/\lambda})$ .

La función flujo de un sólido de Kelvin generalizada a  $n$  modelos elementales es

$$f(t) = \frac{1}{E_0} + \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i} \left( 1 - e^{-\frac{t}{\lambda_i}} \right) + \frac{t}{\lambda_{\infty}} \quad (4.30)$$

Se muestra que la función de todo cuerpo viscoelástico lineal puede someterse a esta forma.

Mientras más se aumente el número  $n$  de modelos elementales, más se puede estrechar una curva de flujo determinado experimentalmente por un cuerpo real.

El gran interés de la función flujo radica en que se puede calcular la respuesta en deformación (función del tiempo) en un esfuerzo impuesto, cualquier que sea el tiempo.

### a.3 Deformación en el instante $T$

Para esto se descompone el esfuerzo aplicado  $\sigma(t)$  en pequeños incrementos, de los que se determinará separadamente el efecto en el instante  $t$ .

Entre el instante  $T$ , anterior a  $t$ , y el instante  $T + \delta(T)$ . El esfuerzo impuesto se incrementa de un valor  $\delta\sigma/\delta T \delta T$ . En el instante  $t$ , es decir, después de que un tiempo  $t - \tau$  transcurre en el momento donde este pequeño elemento de esfuerzo comienza a actuar, la deformación resultante es

$$\frac{d\sigma}{\tau d\tau} dt f(t - \tau) \quad (4.31)$$

En el cuerpo lineal, la deformación total es la suma de las deformaciones creadas por estos pequeños incrementos del esfuerzo.

$$\epsilon(t) = \int_{-\infty}^t f(t - \tau) \frac{d\sigma}{d\tau} \delta\tau \quad (4.32)$$

Esta relación puede colocarse bajo otra fórmula interesante. Integrado por partes, se obtiene:

$$\epsilon(t) = \sigma(t)f(0) + \int_{-\infty}^t f'(t - \tau)\sigma(\tau)d\tau \quad (4.33)$$

Esta relación se interpreta de la siguiente manera:

$\sigma(t) f(0)$  es la deformación resultante de la parte de elasticidad instantánea del cuerpo.

$\sigma(\tau)d\tau$  es una impulsión de esfuerzo, es decir, un esfuerzo de amplitud  $\sigma(\tau)$  aplicada abruptamente en el instante  $\tau$  y mantenida sólo durante un tiempo  $d\tau$ . En la ecuación se muestra que el efecto de esta impulsión sobre la deformación en el instante  $t$  (al cabo de un lapso  $t-\tau$ ) se obtiene al multiplicar el valor de esta impulsión por  $f'(t-\tau)$ .

Ésta se llama la función  $f'$ , función memoria (del flujo) de las impulsiones elementales; la función memoria es la derivada de la función flujo.

Se ve, pues, que se puede caracterizar el comportamiento reológico de un cuerpo no ya a partir de la ecuación reológica de estado de la forma dada sino directamente por una función flujo.

Una categoría importante de cuerpos viscoelásticos, cuyo comportamiento se define de esta manera, es la de los cuerpos a flujo parabólico cuya función flujo es de la forma:

$$f(t) = At^{\alpha} \quad (4.34)$$

Se agrega frecuentemente a este modelo una elasticidad instantánea, por lo que la función flujo se convierte en:

$$f(t) = 1/E + At^{\alpha} \quad (4.35)$$

Los cuerpos con flujo parabólico son líquidos, ya que su deformación de flujo aumenta indefinidamente en función del tiempo. Sin embargo, este modelo se usa para representar sólidos viscoelásticos (si las sollicitaciones no tienen larga duración).

#### a.4 Función relajación

La función relajación se define de la misma manera que la función flujo.

El esfuerzo  $\sigma(t)$  en un cuerpo viscoelástico lineal durante una experiencia de relajación es proporcional a la deformación impuesta, lo que permite definir una función  $\eta(t)$  tal que  $\sigma(t) = \epsilon_0 \eta'(t)$ .

Esta función se llama función de relajación del tiempo; como es homogénea a un módulo, se denomina también módulo de relajación (función del tiempo).

La función relajación del líquido de Maxwell es

$$\eta(t) = Ee^{(-\nu/Lt)} \quad (4.36)$$

Por medio de la función relajación se puede calcular el esfuerzo (función del tiempo) en el caso de que se le imponga a un cuerpo una deformación función cualquiera del tiempo.

De la misma manera que para la función flujo, se demuestra que este esfuerzo es

$$\sigma(t) = \int_{-\infty}^t \rho(t-\tau) \frac{d\epsilon}{d\tau} d\tau \quad (4.37)$$

Igualmente, se puede definir una función memoria (de relajación) que se deriva de la función relajación, tal como

$$\sigma(t) = \varepsilon(t)\rho(0) + \int_{-\infty}^t \rho'(t-\tau)\varepsilon(\tau)d\tau \quad (4.38)$$

Para un cuerpo viscoelástico-lineal dado, la función flujo y la función relajación no son independientes, y es imposible calcular una de esas funciones si no se conoce la otra.

## **b) Modelo desarrollado por el Programa Estratégico de Investigación de Carreteras - SHRP**

Uno de los objetivos principales del SHRP (Strategic Highway Research Program), fue adoptar un modelo que definiera la constitución del cemento asfáltico utilizado en los diseños experimentales. En 1987 se contrató al Western Research Institute (WRI), con sede en Laramie (Wyoming, Estados Unidos) para realizar las investigaciones pertinentes, fundamentalmente en el área de la química del asfalto; para esto el WRI utilizó el modelo micelar de Nellensteyn, refinado por Pfeiffer en 1940. Dicho modelo fue el punto de partida del SHRP como el único disponible al comenzar el programa, además de que los proveía de una razonable explicación de la estructuración química del asfalto.

Las investigaciones del WRI y otros han confirmado el hecho de que el modelo micelar no explica adecuadamente el comportamiento y las propiedades del asfalto, razón por la cual fue desplazado por el nuevo modelo SHRP, que define con mayor claridad las propiedades físico químicas del asfalto. Este modelo, denominado micro estructural, establece que el asfalto está constituido por una sola fase, mezcla de un gran número de moléculas polares y no polares que forman asociaciones sueltas y redes que se hallan dispersas en el asfalto.

Esta estructura se mantiene unida a través de fuerzas intermoleculares débiles, que se forman, se rompen o se interrumpen como respuesta a los cambios de temperatura y a la aplicación de esfuerzos. Después de esta investigación el grupo SHRP desarrolló el modelo micro estructural, que describe al asfalto de manera simplista como “espaguetis fríos nadando en salsa”. El antiguo modelo consideraba partículas de asfaltenos dispersas en un fluido, mientras que el nuevo concepto considera franjas o tiras de materiales de una naturaleza química similar conectadas entre sí que forman redes.

El líquido en el que se suspenden estas redes es no polar y no afecta las propiedades físicas del asfalto. La asociación de estos grupos de asfaltenos es la que tiene que ver con la mayor parte de las propiedades físicas. El positivo y el negativo de estas fibras y cómo se atraen entre sí es lo que realmente cuenta desde la óptica de las propiedades físicas y lo que las convierte en mezclas bastante complejas, lo que obliga a los métodos de caracterización química a definirse muy bien con el fin de poder interpretar sus características químicas y su relación con las propiedades físicas.

Las moléculas polares participan en la formación de una red de moléculas asociadas, abarcando un amplio rango de tamaños y tipos; sin embargo, las que no forman parte de la red son consideradas no polares en este modelo. Su atributo más importante son la

resistencia relativa y el número de sitios polares o de unión entre moléculas, porque esto afecta directamente a la formación de la red.

Las moléculas no polares comprenden entre 60 y 70% en peso, se comportan generalmente como un líquido viscoso y sus propiedades reológicas están controladas por su peso molecular y la distribución del mismo. Estas moléculas puede interactuar unas con otras y también pueden formar redes débiles. Su capacidad aromática es importante desde el punto de vista de la compatibilidad entre moléculas polares y no polares.

#### **4.5.4 Parámetros reológicos del asfalto**

El estudio de los ligantes asfálticos y su comportamiento reológico de orden superior es efectuado a través de la tecnología SUPERPAVE, (Superior Performing Asphalt Pavements) que es una nueva especificación sobre ligantes asfálticos con un nuevo conjunto de ensayos.

La singularidad del nuevo sistema para ligantes asfálticos reside en que es una especificación basada en el desempeño; especifica ligantes en base al clima y a la temperatura prevista en el pavimento

El Grado de Performance (PG) de un ligante, ejemplo PG 58-16, el primer número (58) es el grado de alta temperatura. Esto significa que el ligante poseería propiedades físicas adecuadas al menos hasta los 58 °C (alta temperatura correspondiente al clima en el que el ligante estará en servicio). Así mismo el segundo número (-16) es llamado frecuentemente grado de baja temperatura y significa que el ligante poseería propiedades físicas adecuadas hasta al menos los -16 °C. Consideraciones adicionales se dan sobre el tiempo de carga (carreteras, calles urbanas, intersecciones, etc.) y la magnitud de la carga (camiones pesados).

Otro aspecto clave en la evaluación de ligantes con el sistema Superpave es que las propiedades físicas son medidas sobre ligantes que han sido envejecidos en laboratorio para simular las condiciones de envejecimiento en un pavimento real; algunas mediciones de las propiedades físicas de los ligantes son ejecutadas sobre ligantes sin envejecer. Las propiedades físicas son también medidas sobre ligantes que han sido envejecidos en el horno de película delgada rotativa (RTFO: rollingthin film oven) para simular el endurecimiento por oxidación que ocurre durante el mezclado en caliente y la colocación. Un equipo de envejecimiento a presión (PAV: pressureaging vessel) se usa en el laboratorio para simular el severo envejecimiento que sufre el ligante después de varios años de servicio en un pavimento.

Estas nuevas especificaciones representan, cambios significativos en los procedimientos de ensayo de ligantes y de mezclas asfálticas, visto que privilegia la evaluación de las propiedades reológicas por ensayos más representativos de las mismas que los actuales, basadas en los ensayos tradicionales de penetración, punto de ablandamiento y viscosidad.

#### 4.6 Protocolo SUPERPAVE

A base de la propuesta del SHRP, es que los ligantes pasan a ser evaluados en una amplia faja de temperaturas, que cubra todas las etapas del proceso de mezclado, esparcido y compactado, asociada a las temperaturas del pavimento a lo largo de la vida útil del tramo donde aquel material sea utilizado.

Las especificaciones SUPERPAVE de ligantes mantienen el valor del parámetro de evaluación característica fija y verifica para cualquier temperatura de uso si el material probado satisface el valor especificado.

Para componer esa nueva clasificación de los ligantes asfálticos fueron establecidos nuevos ensayos realizados en temperaturas bajas, medias y altas de uso del CAP en el campo. Los ligantes son clasificados en grados de temperatura máxima y mínima en que presentan determinadas propiedades, establecidas como "grado de desempeño" (PG - performance grade en inglés) y son, por ejemplo: PG 64-22, PG 70-22, PG 76-22 entre otros, donde el primer número  $T_{m\acute{a}x.x20mm}$  es la temperatura de campo, a 20 mm de profundidad en la carpeta de rodadura, más alta durante los siete días consecutivos más calientes del año y el segundo número  $T_{m\acute{i}n.}$ , incluido el signo negativo, corresponde a la mínima temperatura que actúa en el mismo punto del pavimento en el día más frío del año. Los intervalos entre clases son de  $6^\circ$  en las temperaturas.

Las temperaturas a ser usadas para especificar el ligante para una determinada obra deben ser calculadas por las expresiones siguientes (según Instituto del Asfalto-2001)

$$T_{m\acute{a}x.x20mm} = (T_{m\acute{a}x.ar} - 0.00618 \text{ Lat.}^2 + 0.2289 \text{ Lat.} + 42.2) (0.9545) - 17.78 \quad (4.39)$$

Dónde:

$T_{m\acute{a}x.x20mm}$  = Temperatura máxima del proyecto de la carpeta asfáltica a la profundidad de 20 mm abajo de la superficie,  $^\circ\text{C}$ ;

$T_{m\acute{a}x.ar}$  = Media de las temperaturas máximas del aire de los siete días consecutivos más calientes del año,  $^\circ\text{C}$ ,

Lat. = Latitud geográfica del lugar del proyecto en grados.

$$T_{m\acute{i}n.} = -1.56 + 0.72 T_{m\acute{i}nar} - 0.004 \text{ Lat.}^2 + 6.26 \log_{10} (H + 25) - Z(4.4 + 0.52 \sigma^2_{ar})^{1/2} \quad (4.40)$$

Dónde:

$T_{m\acute{i}n.}$  = Temperatura mínima del proyecto de la carpeta asfáltica a la profundidad de 20 mm abajo de la superficie,  $^\circ\text{C}$ ;

$T_{m\acute{i}nar}$  = Temperatura mínima del aire en el año.  $^\circ\text{C}$ ;

Lat. = Latitud geográfica del lugar del proyecto en grados;

H = Profundidad a partir de la superficie, mm;

$\sigma_{ar}$  = Desvío patrón de la temperatura media mínima del aire,  $^\circ\text{C}$ ;

Z = Obtenido de la tabla de distribución normal, e.g., Z = 2,055 para 98 % de confiabilidad

La selección del ligante por clima propuesta por el programa SHRP admite cargas de camiones a velocidades altas. La velocidad de carga prevista en las especificaciones de los ensayos es de 10 rad/s, que corresponde a un tráfico de aproximadamente 90 Km/h. En lugares tales como paradas de ómnibus, peajes, estacionamientos, la velocidad de carga es mucho menor que la establecida en las especificaciones; verificándose que la determinación de parámetros reológicos, realizada a velocidades menores, como por ejemplo 1 rad/s, equivalente a 8 Km/h, reduce la resistencia a la deformación permanente.

Para compatibilizar esas situaciones de baja velocidad, el Superpave recomienda que el grado a alta temperatura sea elevado de 6 a 12°C. Por ejemplo, si el ligante seleccionado por el clima fuera de grado de desempeño PG 64-22, para acomodar bajas velocidades de carga, el proyectista puede subir un grado, llegando a PG 70-22. Si estuviera previsto carga estacionaria, el proyectista puede seleccionar PG 76-22. Los PG 76 y 82 no corresponden a condiciones climáticas habituales en los EEUU, más fueron creados en función de las solicitaciones de carga de baja velocidad.

También se recomienda que además de la velocidad de carga, el volumen de tráfico sea tomado en consideración en la selección del ligante. Cuando el volumen de tráfico expresado por el número N excede cierto valor, deberá considerarse un aumento de 1 PG en el grado caliente, o sea 6°C. Cuando el volumen de tráfico excede un segundo nivel deberá considerarse un aumento de 2 PG., o sea, 12°C en el grado caliente. Por ejemplo, en un proyecto en el que la selección del clima fue de PG 58-22 más que el tráfico previsto sea muy elevado, hay necesidad de un PG 70-22.

Las especificaciones Superpave para ligantes asfálticos basándose en sus ensayos reológicos y sus parámetros correlacionan las características del ligante al desempeño de las mezclas asfálticas en servicio.

#### **4.6.1 Ensayos y Equipos Superpave**

Los equipos y ensayos básicos para la aplicación del sistema Superpave son:

- 1) El Reómetro de Corte Dinámico - DSR (ASTM D 7175/2004): Determina los parámetros Reológicos del Asfalto  $G^*$  y  $\delta$  a altas temperaturas
- 2) El Viscosímetro Rotacional Brookfield - RV (ASTM D 4402/2002): Mide la consistencia del Asfalto a través de la viscosidad
- 3) El Reómetro de Fluencia en Viga - BBR (ASTM D 6648/2001): Es usado para la caracterización de la rigidez del ligante a bajas temperaturas.
- 4) El Vaso de Envejecimiento Bajo Presión - PAV (ASTM 6521/2000): Simula el endurecimiento por oxidación que ocurre en el ligante, a lo largo de la vida útil del pavimento
- 5) La Estufa de Película Delgada Rotacional - RTFOT (ASTM 2872/1997: Mide ligante asfáltico envejecido
- 6) Ensayo de Tracción Directa - DDT (ASTM D 6723/2002): Se obtiene la tensión de ruptura del asfalto.

Todos los ensayos que se realizan a través de estos equipos están relacionados con la deformación permanente ya que la caracterización de los asfaltos permite determinar y predecir el comportamiento de este durante la vida útil del pavimento.

### 1.- Reómetro de Corte Dinámico (DSR)

El Reómetro de Corte Dinámico (Dynamical Shear Rheometer - DSR), es usado para caracterizar las propiedades viscoelásticas del ligante. Por medio de este ensayo, se mide el Módulo Complejo de Corte ( $G^*$ ) y el Ángulo de Fase ( $\delta$ ), sometiendo una pequeña cantidad de ligante a tensiones de corte oscilatorias, entre dos placas paralelas.

El ángulo  $\delta$  evalúa la razón entre la respuesta elástica y la viscosa durante el proceso de corte. El módulo complejo y el ángulo de fase pueden ser definidos como:

$$G^* = \zeta \text{ máx.} / \square \text{ máx.} \quad (4.41) \quad \text{y} \quad \delta = \square \times (\Delta t) \quad (4.42)$$

Dónde:

$G^*$  = Módulo Complejo de Corte, Pa;

$\zeta \text{ máx.}$  = Máxima tensión de corte aplicada, Pa;

$\square \text{ máx.}$  = Máxima deformación debido a tensión de corte aplicada;

$\delta$  = Ángulo de Fase

$\square$  = Frecuencia Angular, 1/s;

$\Delta t$  = Tiempo de desfase, sgds.

El reómetro puede ser de tensión controlada con aplicación de un torque fijo para obtener una deformación cortante dada, o deformación controlada con aplicación de un corte variable para obtener una deformación cortante fija. La frecuencia de oscilación del DSR es 10 rad/s o 1.59 Hz.

En las figuras 4.20 (a),(b) y (c) se puede apreciar el reómetro de corte dinámico y las partes que lo componen.

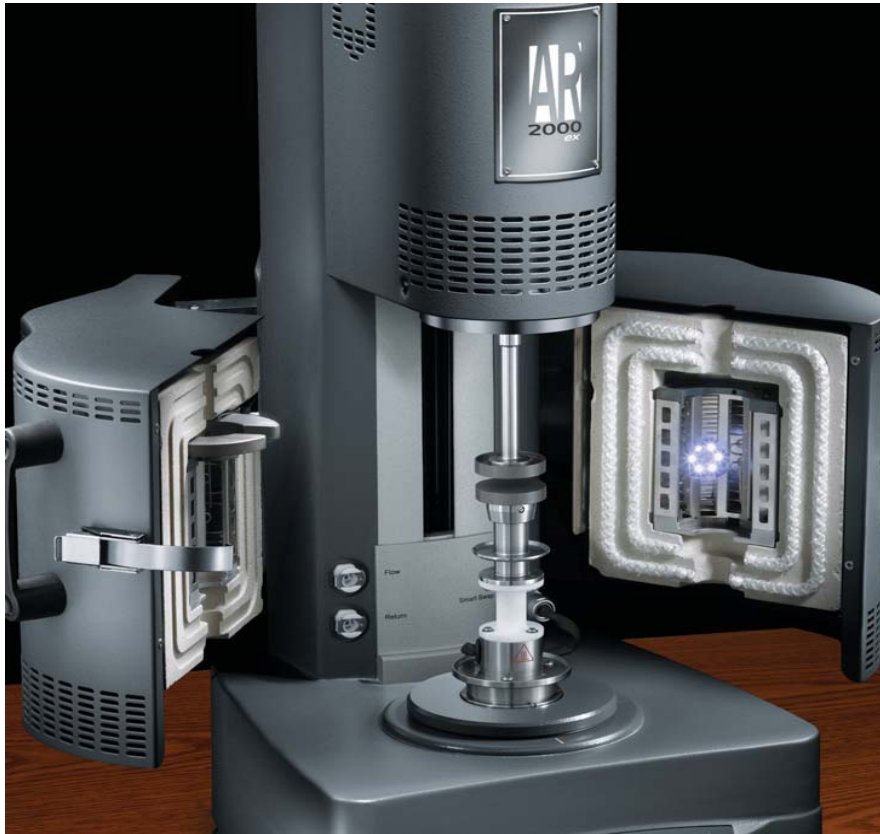


Figura 4.20 (a): Reómetro de Corte Dinámico - DSR

Fuente: TA INSTRUMENTS 2010 (Proveedora de Equipos SUPERPAVE). Dr. Abel Gaspar. EEUU (Ref. Bib.22)



Figura 4.20 (b): Detalle de Muestra de Asfalto

Fuente: TA INSTRUMENTS 2010 (Proveedora de Equipos SUPERPAVE). Dr. Abel Gaspar. EEUU (Ref. Bib.22)





Figura 4.20 ©: Vista general del equipo y partes que lo conforman

Fuente: Texto Pavimentación Asfáltica - Formação Básica para Engenheiros- Brasil

Respecto al ángulo de fase, en la figura 4.21 están representados los resultados obtenidos como dos tipos distintos de ligantes asfálticos 1 y 2, a la misma temperatura de ensayo, siendo que el  $\delta_2 < \delta_1$ , mostrando que el ligante 2 es más elástico que el 1, o que el ligante 1 es más viscoso que el 2. Esta misma figura podría representar también los ángulos de fase de un mismo ligante asfáltico probado en el DSR a dos diferentes temperaturas, siendo la temperatura 2 menor que la temperatura 1. A altas temperaturas,  $\delta$  tendería a  $90^\circ$  y a bajas temperaturas  $\delta$  tendería a  $0^\circ$ .

La especificación de ligante SHRP usa el parámetro  $G^*/\text{sen}\delta$  para temperaturas altas ( $>46^\circ\text{C}$ ) y  $G^*/\text{sen}\delta$  para temperaturas intermedias (entre  $7^\circ\text{C}$  y  $34^\circ\text{C}$ ) como forma de controlar la rigidez del asfalto.

Controlando la rigidez a altas temperaturas, la especificación del ligante asegura que el asfalto suministrará resistencia al cizallamiento global de la mezcla en términos de deformación a altas temperaturas. De la misma forma, la especificación asegura que el ligante no contribuya para el fisuramiento por fatiga, controlando su rigidez a temperaturas intermedias

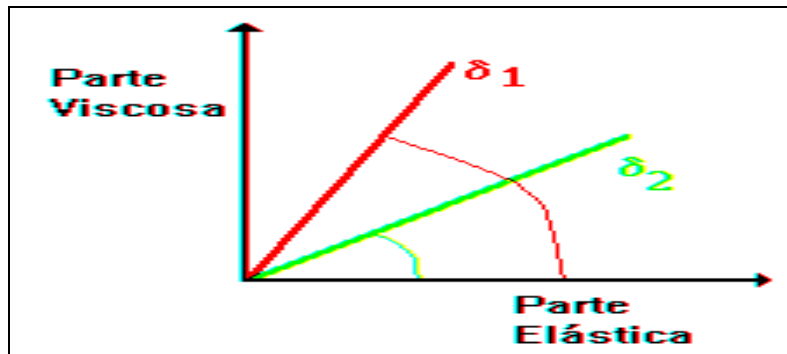


Figura 4.21: Ángulo de fase de dos asfaltos diferentes

Fuente: El Estado del Arte de los Pavimentos Asfálticos - Huamán N.(2010). Curso TITEX URP. Perú (Referencia Bibliográfica 21).

El DSR calcula  $G^*$  y  $\delta$  midiendo la respuesta de la deformación específica de corte del espécimen sometido a un torque

La deformación permanente causada por cargas de tráfico (cíclico), temperaturas altas (la más crítica), ocurre temprano en la vida del pavimento (ligante original o no envejecido), dentro de la capa superficial; es un fenómeno controlado por el esfuerzo, se infiere como un mecanismo de dislocación permanente del agregado después del corte del ligante entre los agregados, se acumula gradualmente con el tráfico.

El parámetro deformación permanente se expresa como:  $G^*/\sin\delta$ . Un ligante más rígido y más elástico resistirá más la deformación permanente. Para disminuir la energía disipada, se requiere un valor más alto de  $G^*/\sin\delta$ , es por esto que este parámetro controla, la acumulación de deformaciones permanentes en un ligante asfáltico.

Así también la fatiga, causada por cargas de tráfico (cíclicas), más crítica a temperaturas intermedias del pavimento, ocurre tarde en la vida útil del pavimento (ligante envejecido).

Las fallas por fatiga en las carpetas asfálticas son de dos tipos:

Para pavimentos de capas finas sobre bases suaves, ocurre debido a la repetitiva flexión de capa (controlado por deformación).

Para capas gruesas, ocurre por el repetido esfuerzo al que se expone la capa, no ocurre mucha flexión de la capa (controlado por esfuerzo).

El parámetro de control de la fatiga se expresa como:  $G^* \times \sin\delta$ . Un ligante menos rígido y más elástico será más resistente a la fatiga. Para disminuir la energía disipada es necesario un  $G^* \cdot \sin\delta$  más bajo, es así como este parámetro controla las futuras fisuras en el comportamiento del ligante a bajas temperaturas.

## 2.- Viscosímetro Rotacional Brookfield

Es el más utilizado en los EE.UU. y en Europa para medir la viscosidad de los asfaltos que permite obtener la curva viscosidad – temperatura en una amplia banda de

determinación con la misma muestra. Algunos laboratorios ya poseen equipos de este tipo que determinan la llamada viscosidad rotacional.

El viscosímetro Brookfield permite medir las propiedades de consistencia relacionadas al bombeamiento y al almacenamiento. Permite además obtener gráfico de temperatura-viscosidad para el proyecto de mezcla asfáltica, por medio de la medida del comportamiento del fluido a diferentes tasas de cizallamiento, obtenidas por rotación de cilindros coaxiales que permanecen zambullidos en la muestra en prueba (ABNT NBR 1584; ASTM D 4402/02). Es una medida de viscosidad dinámica en centipoise (cP).

La unidad de medida de viscosidad en el sistema internacional es el pascal segundo ( $\text{Pa}\cdot\text{s} = 1 \text{ N}\cdot\text{s}/\text{m}^2$ ); en el sistema CGS la unidad es el poise ( $\text{P} = 1 \text{ g}/\text{cm}\cdot\text{s} = 0.1 \text{ Pa}\cdot\text{s}$ ). El centipoise es equivalente al milipascal y  $1.000\text{Cp} = 1 \text{ Pa}\cdot\text{s}$ .



Figura 4.22: Viscosímetro Rotacional Brookfield

Fuente: TA INSTRUMENTS 2010 (Provedora de Equipos SUPERPAVE). Dr. Abel Gaspar. EEUU (Ref. Bib.22)

### 3.- Reómetro de Fluencia en Viga (BBR)

El reómetro de fluencia en viga (bending beam rheometer - BBR) es usado en la caracterización de la rigidez del ligante a bajas temperaturas. Por medio de este ensayo se mide la rigidez estática (S) y se calcula el logaritmo del módulo de relajación (m).

Esas propiedades son determinadas a partir de la respuesta a la carga estática (creep) sobre una viga de ligante a bajas temperaturas ( $-36^{\circ}\text{C} < 0^{\circ}\text{C}$ ). En las Figuras 5.23 se presenta el reómetro de viga BBR y esquema de ensayo.



Figura 4.23(a): Vista General del Equipo

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).

Conociéndose la carga aplicada sobre la vigueta y midiéndose la deflexión, (desplazamiento vertical) a lo largo del ensayo, la rigidez estática puede ser determinada usándose los fundamentos de la mecánica. La especificación del ligante establece límites para “S” y “m” en función del clima donde el ligante será usado.

Ligantes que poseen baja rigidez estática “S” no se agrietarán en clima frío. De igual forma, ligantes que poseen altos valores de “m”, son más eficientes en la disipación de las tensiones formadas durante la contracción del ligante, cuando la temperatura del pavimento cae abruptamente, minimizando la formación de grietas y fisuras.

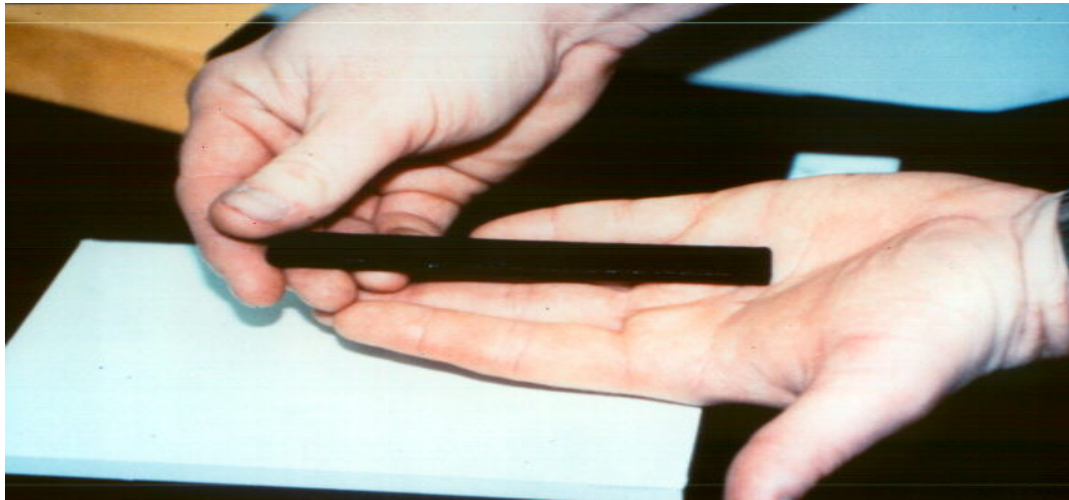


Figura 4.23 (b): Vigueta de ligante asfáltico  
 Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).

Esto implica, que los parámetros “S” y “m” se correlacionan con la formación de grietas térmicas, debidas a las bajas temperaturas. El módulo de rigidez (S) y el parámetro de relajación (m), a baja temperatura, son calculadas por las siguientes expresiones:

$$S = \sigma / \varepsilon, \quad m = \text{coeficiente angular a } 60 \text{ s (S x t)} \quad (4.43)$$

Dónde:

S = Módulo de Rigidez (MPa)

$\sigma$  = Tensión Aplicada (mN)

$\varepsilon$  = Deformación Resultante

m = Parámetro de Relajación (MPa / s)

T = 60s

De acuerdo con la especificación Superpave la rigidez “S” del ligante asfáltico debe ser menor que 300 MPa y el módulo de relajación “m”, debe ser mayor que 0,300, para 60 segundos. Cuanto mayor es el valor de “m”, más eficiente será el ligante en la disipación de las tensiones generadas durante su contracción por la brusca baja de la temperatura.

Debido al concepto de superposición tiempo - temperatura, el ensayo es realizado en 60 segundos, en vez de dos horas, a temperatura 10°C inferior a la reportada. El parámetro “S” es función de la carga, distancia entre soportes, dimensiones de la viga y deflexión en el tiempo de 60segundos;  $m = \log S(t) / \log t$ .

Cuanto menor es la rigidez “S”, mayor es la resistencia al fisuramiento, por eso se limita un valor máximo para “S”. A medida que “m” disminuye, la tendencia es aliviar las tensiones térmicas en la mezcla asfáltica, por eso se limita un valor mínimo requerido para “m”.

#### 4.- Vaso de Envejecimiento Bajo Presión - PAV

El vaso de envejecimiento bajo presión es un equipo para simular el envejecimiento del ligante asfáltico en servicio (cerca de 10 años) -Ver figuras 4.24 abajo. Las muestras envejecidas por este método son después probadas en el DSR, BBR y DTT para estudios de efecto de envejecimiento de largo plazo en los ligantes asfálticos.

Las muestras pasan antes por el equipo RTFOT que simula el envejecimiento del ligantes durante la fabricación y compactación de la mezcla para después ser sometida a envejecimiento en el vaso de envejecimiento bajo presión (pressure aging vessel - PAV), que simula el endurecimiento por oxidación que ocurre en el ligante, a lo largo de la vida útil del pavimento. Las muestras son colocadas en placas rasas de acero inoxidable y envejecidas en un vaso por 20 horas a 2.1 MPa de presión de aire. La temperatura de envejecimiento es seleccionada de acuerdo con el tipo de CAP; después del envejecimiento, la muestra es colocada en una estufa al vacío.



Figura 4.24 (a): Vaso de Envejecimiento PAV y equipos utilizados

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12



Figura 4.24(b): Detalle de los estantes y plato para colocar las muestras

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).

## 5.- Estufas de Película Delgada: TFOT y RTFOT

La estufa de película fina (TFOT) provoca el envejecimiento del ligante asfáltico por oxidación y evaporación, permitiendo evaluar la presencia de fracciones de aceites más livianos y la oxidación que ocurre durante el calentamiento a 163°C durante 5 horas.

Este ensayo procura simular el efecto del envejecimiento del ligante que ocurre durante la fabricación y compactación de la mezcla asfáltica. Midiéndose el efecto del envejecimiento acelerado en las modificaciones de las características de penetración, ductilidad o viscosidad del ligante envejecido en relación al ligante original. Figura 4.25(a).

Hveem (1,963) propuso un nuevo ensayo de evaluación de envejecimiento que pasó a ser conocido como Rolling Thin Film Oven Test - estufa de película delgada rotativa (RTFOT) o película delgada rotacional. Este ensayo también mide el envejecimiento por oxidación y evaporación, pero de formas más severas por estar continuamente expuesta la nueva porción de ligante al efecto del aire. En este ensayo, una película fina de asfalto de 35 gr. es continuamente girada dentro de un recipiente de vidrio a 163°C por 85 minutos, con una inyección de aire cada 3 a 4 segundos.

El endurecimiento del asfalto durante el ensayo, que causa disminución en la penetración y aumento en el punto de ablandamiento, de acuerdo con datos reportados en la literatura, también se han correlacionado con el endurecimiento del ligante que ocurre durante la fabricación de una mezcla asfáltica.

El RTFOT, que está patentado por la ASTM desde 1,970 ( ASTM D 2872-97) y por la Shell desde 1973, recientemente fue incluido como parte de la especificación de la Comunidad Europea (EN 12591/2000) y en el 2005, fue aprobada en el Brasil la especificación ABNT NBR 15235/2005. La figura 4.25(b) muestra una estufa RTFOT empleada en el ensayo de envejecimiento acelerado.



Figura 4.25 (a): Estufa de Película Delgada Plana (TFOT)  
Fuente: TA INSTRUMENTS 2010 (Provedora de Equipos SUPERPAVE). Dr. Abel Gaspar. EEUU (Ref. Bib.22)



Figura 4.25 (b): Estufa de Película Delgada Rotacional (RTFOT).  
Fuente: TA INSTRUMENTS 2010 (Provedora de Equipos SUPERPAVE). Dr. Abel Gaspar. EEUU (Ref. Bib.22)



## 6.- Ensayo de Tracción Directa (DTT)

Algunos ligantes, particularmente modificados por polímero, pueden exhibir una rigidez estática a baja temperatura mayor de la deseada. Entretanto, ellos pueden no agrietarse debido a su capacidad de deformar sin romper a baja temperatura. De esa forma, la especificación permite que el ligante posea una rigidez mayor, desde que se compruebe a través del ensayo de tracción directa (direct tension test - DTT) que él posee ductilidad suficiente a bajas temperaturas. Por medio del DTT como se aprecia en la figura, obteniéndose la tensión de ruptura, que es medida a partir del estiramiento de una muestra a baja temperatura (+6°C a -36°C). De modo semejante al BBR, el cumplimiento a los criterios del ensayo DTT asegura que la lectura del ligante, a baja temperatura sea minimizada.



Figura 4.26: Ensayo de Tracción Directa - DTT

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).

### 4.7 Comportamiento de los Asfaltos Modificados respecto a la deformación permanente.

A la fecha de acuerdo a una gran cantidad de investigaciones realizadas en el mundo se ha establecido que el uso correcto de modificadores de asfalto, ya sea polímeros o polvo de caucho mejoran sus propiedades primigenias; siendo requisito indispensable la compatibilidad que debe existir entre el modificador y el ligante asfáltico.

Existen diferentes tipos de modificadores como los polímeros en sus diferentes formas, el polvo de caucho, entre otros. Así, entre los polímeros tenemos:

- \* SBS: Stireno - Butadieno - Stireno                      1
- \* SBR: Stireno - Butadieno -Rubber
- \* EVA: Etileno – Vinil— Acetado
- \* PBD: Polibutadieno
- \* PIB: Poli- Iso— Butadieno
- \* Olefina Eastman EE-2
- \* Modifal
- \* Butonal

- \* Desechos Plásticos
- \*Jebe Natural / Látex

El empleo de modificadores asfálticos, favorece de manera muy considerable el comportamiento de las mezclas, aumentan la resistencia a las altas temperaturas, lo que conduce a que las mezclas se comporten elásticamente, recuperando todas las deformaciones inducidas por las cargas del tráfico, evitando la formación de ahuellamientos.

El año 2004 se elaboró una tesis de titulación profesión habiéndose encontrado a través de ensayos de laboratorio mejora de los asfaltos peruanos cuando son modificados con polímeros SBR. (Huamán N (2005). Modificación de Mezclas Asfálticas en Caliente. XIII Congreso CILA. Costa Rica. Ref. Bib. 18).

El año 2009 el Dr. Loria Guillermo, realizó un estudio minucioso sobre la aplicación de diferentes modificadores del cual se presenta el siguiente resumen por considerarse de interés para evitar el deterioro de los pavimentos asfálticos por deformación permanente (Loría Guillermo (2009). Evaluación de asfaltos modificados en laboratorio con distintos polímeros. Costa Rica. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales - Lanamme UCR. Ref. Bib.Nº 2).

Stephens (1982) indicó que las mezclas asfálticas con contenido de caucho tienen una baja resistencia estática a la fluencia comparadas con las mezclas convencionales, y esta diferencia es más pronunciada para altas temperaturas de prueba. Stephens también encontró que las mezclas con caucho fino reciclado tienen mejor resistencia que las mezclas con cauchos granulares; sin embargo, los resultados de las pruebas de fluencia dinámica indican que las mezclas modificadas tienen una mayor resistencia a la deformación plástica permanente que las mezclas convencionales. Estos estudios mostraron que bajo carga constante las mezclas modificadas se deforman más rápidamente que las mezclas convencionales, mientras que bajo carga repetida las mezclas modificadas se deforman menos que las convencionales.

Hanson (1991) realizó una evaluación y caracterización de pavimentos flexibles, elaborados con mezclas modificadas con caucho. Utilizando secciones de prueba, hicieron mediciones a lo largo de dos años para ver el comportamiento de las mezclas bajo deformación plástica permanente. En las pruebas de deformación plástica permanente realizadas sobre corazones extraídos en campo, se observó que las mezclas convencionales se deforman más rápido que las mezclas modificadas con el uso de caucho. También se determinó que las probetas preparadas en el laboratorio indicaron que no existe una diferencia entre las mezclas convencionales y las modificadas, estadísticamente hablando.

Kroutz y M. Stroup - Gardiner (1992) realizaron estudios con el fin de observar el comportamiento de mezclas asfálticas modificadas con caucho reciclado. Utilizando pruebas de carga estática y de carga repetida, analizaron la respuesta a la deformación permanente de dichas mezclas; las conclusiones indicaron que la adición del caucho reciclado genera mezclas que exhiben menos deformación permanente a altas temperaturas, comparadas con mezclas que no recibieron algún tipo de tratamiento.

Stuart (1993) analizó el efecto que presenta la utilización de modificadores sobre las deformaciones permanentes en las mezclas asfálticas. Realizó una comparación entre las propiedades de una mezcla que contenía asfalto AC-20 y otros asfaltos que contenían diferentes tipos de modificadores. La información obtenida sobre viscosidad y penetración de los ligantes indican que los tres modificadores químicos pueden ser más rígidos para temperaturas altas en el pavimento y más suaves para temperaturas más bajas que para el caso de los pavimentos que no incluyen modificadores asfálticos. Las deformaciones permanentes fueron medidas mediante pruebas de fluencia utilizadas para evaluar la susceptibilidad de las mezclas a las roderas. Los tres modificadores químicos presentaron resultados mostrando un decremento en las deformaciones con un promedio de 25%.

Kamel y Miller (1994) realizaron un estudio para observar el efecto de los modificadores sobre las deformaciones permanentes en mezclas asfálticas. Emplearon tres tipos de asfaltos: uno convencional, uno modificado con polímeros, y un asfalto modificado sin el uso de polímeros llamado Premium. En términos de comportamiento, los asfaltos modificados mostraron una mayor resistencia al ahuellamiento comparado con los valores obtenidos para un asfalto convencional. Al inicio de las pruebas, el comportamiento de los tres pavimentos fue excelente, empezando a observarse diferencias en el comportamiento con el cambio de ciclos de carga de 10,000 a 20,000 cuando el pavimento convencional empezó a mostrar deterioros en una forma acelerada. A medida que se aplicaron más cargas, el comportamiento de las mezclas modificadas con asfaltos fue notoriamente superior, y ambas mezclas modificadas tuvieron un comportamiento muy similar durante toda la prueba.

Debido a las deformaciones excesivas presentadas en el pavimento convencional, la prueba se terminó después de los 300,000 ciclos de carga. Las pruebas para los otros dos tipos de pavimentos (modificados) duraron hasta los 900,000 ciclos de carga. Se comparó el número de ciclos necesarios para causar una deformación permanente de 26 mm., en cada uno de los tres pavimentos y resultó muy evidente que los pavimentos modificados incrementaron significativamente la capacidad de carga de las secciones analizadas.

Monismith (1994) comentó que los modificadores pueden ser utilizados para incrementar la rigidez de las mezclas asfálticas a temperaturas crítica, reduciendo la susceptibilidad ante la formación de ahuellamientos. Asimismo, investigaron la influencia de los modificadores sobre las características de deformación plástica de mezclas definidas por la prueba de cortante simple con carga repetida.

Rebala y Estakhri (1995) observaron que mediante la incorporación de caucho al asfalto a temperaturas altas (vía húmeda) se producen mezclas asfálticas que inhiben el agrietamiento y pueden inhibir los ahuellamientos. Cuando se agrega el caucho como parte de la granulometría (vía seca) también se producen mezclas resistentes a la formación de roderas pero pueden tener efectos adversos en el agrietamiento.

En el proceso de vía seca, el caucho existe como partículas separadas, dichas partículas en el asfalto normalmente intensificarán la propensión al agrietamiento pero podrán aumentar la resistencia al ahuellamiento.

En el Perú actualmente se han ejecutado algunas obras de pavimentación asfáltica utilizando polímeros SBS, SBR, EVA entre otros, pero su uso aún es de una manera muy limitada, teniendo pocos reportes sobre la durabilidad de estas obras. (Huamán N (2007). Los Pavimentos Asfálticos y la Tecnología de Punta. XIV Congreso CILA. Cuba. Ref. Bib. 19).

## **CAPITULO V: ENSAYOS DE LABORATORIO RECOMENDADOS PARA ESTUDIOS Y CONTROL DE LA DEFORMACIÓN PERMANENTE**

### **5.1 Tipología de Ensayos para Evaluar las Deformaciones Plásticas**

Para el caso específico de deformación permanente en mezclas asfálticas, ésta ocurre debido a una combinación del flujo del material (viscoelástico ó viscoplástico) y del daño en este material, representado por la deformación y propagación de fisuras. La capacidad de una mezcla para resistir este tipo de deformación depende de diversos factores, entre los cuales se encuentran la consistencia del ligante y la volumetría de la mezcla (agregados y ligantes).

Los ensayos de laboratorio tienen la finalidad de tratar de reproducir al máximo posible, lo que le ocurre en un pavimento cuando se le aplican las cargas, se pueden evaluar deformaciones bajo condiciones de temperatura, humedad, esfuerzos y condiciones generales de los materiales y al final se puede obtener un dictamen en el que se puedan analizar las características y comparar con los requisitos o normas fijadas. Estos ensayos ayudan a que los pavimentos puedan ser previamente analizados antes de su colocación, o bien después de su colocación y existen unos ensayos más aproximados a la realidad que otros.

Entre los ensayos existentes para estudiar la deformación permanente de mezclas asfálticas destacan los siguientes:

**1. Ensayos Fundamentales:** a) Diametral, b) Uniaxial, c) Creep Estático, d) Creep Dinámico, e) Triaxiales, f) De Corte, g) Empíricos

**2. Ensayos de Simulación:** Son simuladores de laboratorio; tratándose de ensayos de realización compleja, no es muy usado por los países. Entre estos tenemos: a) LCPC (Francés), APA (EEUU), LNEC (Portugal), Universidad Carolina del Norte, UFRGS, IPR y otros como los indicados en al tabla 5.6.

**3. Ensayos Complementarios:** Además de los ensayos mecánicos ya descritos, vienen siendo bastante utilizados para la caracterización mecánica de mezclas otros ensayos. Se trata de ensayos empíricos que, sin embargo proveen informaciones importantes no obtenidas a partir de los ensayos mecánicos. Los dos principales ensayos que vienen siendo usados en diferentes países son el de Desgaste Cántabro y el de Pérdida por Humedad Inducida, ensayo de tracción indirecta.

**4.- Otros Ensayos recomendados para medir Deformación Permanente, como son:**

a) Georgia Loaded Wheel Tester (GLWT), b) Asphalt Pavement Analyzer (APA), c) Hamburg Wheel Tracking Device (HWTD) - Modelo de Hamburgo, d) Pista de Ensayo de Laboratorio según la Normativa Española e Inglesa, e) Purdue University Laboratory Wheel -Tracking Devi, f) French Wheel Tracker (FWT), g) Model Mobile

Load Simulator (MMLS3), h) Equipos de ensayos del tipo LWT en la Argentina, MARC Perú, MEPDG.

### 5.1.1 Ensayos fundamentales

Los ensayos de laboratorio que se utilizan principalmente para evaluar las deformaciones plásticas o ahuellamientos, se pueden dividir en diversas tipologías principales, entre las que se tienen:

#### a) Ensayos Diametrales.

Este tipo de ensayos no aparecen como los más indicados o adecuados para evaluar las deformaciones plásticas. Desde que se sabe que es un ensayo de tensión, no puede predecir ahuellamientos en forma eficiente.

	MÉTODO DE ENSAYO	DIMENSIÓN DE LA PROBETA	VENTAJAS	DESVENTAJAS
<b>ENSAYOS DIAMETRALES</b>	Diametral Estático (creep)	4 in. de diámetro X 2.5 in. de altura	El ensayo es fácil de desempeñar. El equipo está generalmente disponible en muchos laboratorios. El espécimen es fácil de fabricar	El estado de tensión es no uniforme y la fuerza depende de la forma del espécimen Tal vez sea inapropiado para estimar la deformación permanente.
	Diametral con Carga Repetida	4 in. de diámetro X 2.5 in. de altura	El ensayo es fácil de desempeñar. El espécimen es fácil de fabricar	A alta temperatura de carga existen cambios en la forma del espécimen y afecta el estado de esfuerzos y las medidas significativas del ensayo
	Diametral con Módulo Dinámico.	4 in. de diámetro X 2.5 in. de altura	El espécimen es fácil de fabricar. Ensayo no destructivo	
	Resistencia Diametral	4 in. de diámetro X 2.5 in. de altura	El ensayo es fácil de desempeñar. El equipo está generalmente disponible en muchos laboratorios. El espécimen es fácil de fabricar. Tiempo de ensayo mínimo	Se encontró que sobreestimaba a las ahuellamientos  Para el ensayo dinámico el equipo es complejo

Tabla 5.1: Ensayos Diametrales para evaluar las deformaciones plásticas

Fuente: Garnica, P.A. y Gómez, L.J., (2001). Publicación Técnica No 176. Deformaciones permanentes en Materiales Granulares para la sección estructural de carreteras. SCT e IMT. México (Ref. Bib).

**b) Ensayos Uniaxiales.**

Es un tipo de ensayo que puede ser potencialmente usado para predecir el funcionamiento de pavimentos, pero uno de los principales problemas que presenta este tipo de ensayo es la capacidad para predecir el funcionamiento debido a la carga y la temperatura que pueden ser usados en el ensayo. Se sabe que la temperatura y el esfuerzo aplicado en el laboratorio deben ser muy similares al que un pavimento presenta en condiciones reales, estos ensayos por otro lado no conducen a una falla inmediata de los especímenes.

	<b>MÉTODO DE ENSAYO</b>	<b>DIMENSIÓN DE LA PROBETA</b>	<b>VENTAJAS</b>	<b>DESVENTAJAS</b>
<b>ENSAYOS UNIAXIALES</b>	Uniaxial Estático (creep)	4 in. de diámetro X 8 in. de altura y otros.	El ensayo es fácil de desempañar. El equipo está generalmente disponible en muchos laboratorios. Muy extendido y conocido. Información muy técnica	Predice el funcionamiento, siendo cuestionable. Restringe la temperatura de ensayo y los niveles de carga, no simula condiciones reales. No simula el fenómeno dinámico real. Dificultad para obtener ratios 2:1 en el laboratorio
	Uniaxial con Carga Repetida	4 in. de diámetro X 8 in. de altura y otros	Buenas simulaciones de las condiciones del tráfico.	El equipo es muy complejo Restringe la temperatura de ensayo y los niveles de carga, no simula condiciones reales. Dificultad para obtener ratios 2:1 en laboratorio
	Uniaxial con Módulo Dinámico.	4 in. de diámetro X 8 in. de altura y otros	Ensayo no destructivo.	El equipo es muy complejo Dificultad para obtener ratios 2:1 en el laboratorio.

	Resistencia Uniaxial	4 in. de diámetro X 8 in. de altura y otros	El ensayo es fácil de desempeñar. El equipo está generalmente disponible en muchos laboratorios. Tiempo de ensayo mínimo	Capacidad para predecir la deformación permanente cuestionable
--	----------------------	---	--	--

Tabla 5.2: Ensayos Uniaxiales para evaluar las deformaciones plásticas

Fuente: Garnica, P.A. y Gómez, L.J., (2001). Publicación Técnica No 176.

Deformaciones permanentes en Materiales Granulares para la sección estructural de carreteras. SCT e IMT. México (Ref. Bib.1)

### c) Creep Estático (o simplemente Creep)

El ensayo más simple para el estudio de la deformación permanente de mezclas es el llamado ensayo de creep. En algunos países este ensayo viene siendo realizado a través de la aplicación de cargas compresivas por ello se le conoce como ensayo de compresión uniaxial (Brasil) o ensayo de creep; también puede ser realizado a través de la aplicación de cargas de torsión, flexión y tracción (Daniel y kim - 2002). El ensayo sin confinamiento fue aplicado en mezclas asfálticas en los años 70 por la Shell (Hill, 1973) y ganó bastante aceptación debido a su simplicidad de preparación de cuerpos de prueba y de ejecución del ensayo.

En su versión estática, el ensayo consiste en la aplicación a lo largo del tiempo de una carga de campo por extracción a través de sonda rotativa o fabricado en laboratorio; una exigencia importante es que las caras del cuerpo de prueba sean perfectamente paralelas y perpendiculares al sentido de aplicación de la carga, de modo que la carga sea aplicada uniaxialmente (figura 5.2).

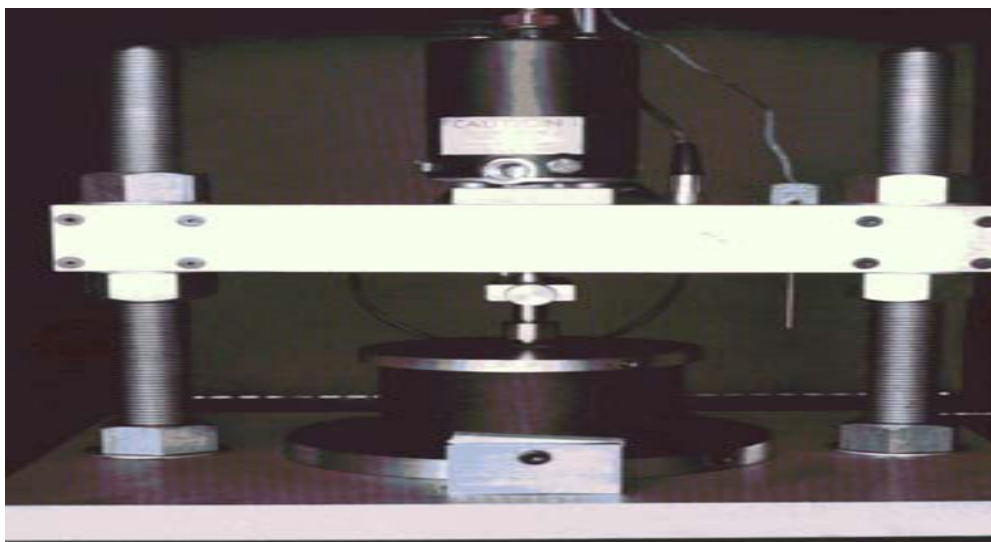


Figura 5.1: Cuerpo de prueba instalado.

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).



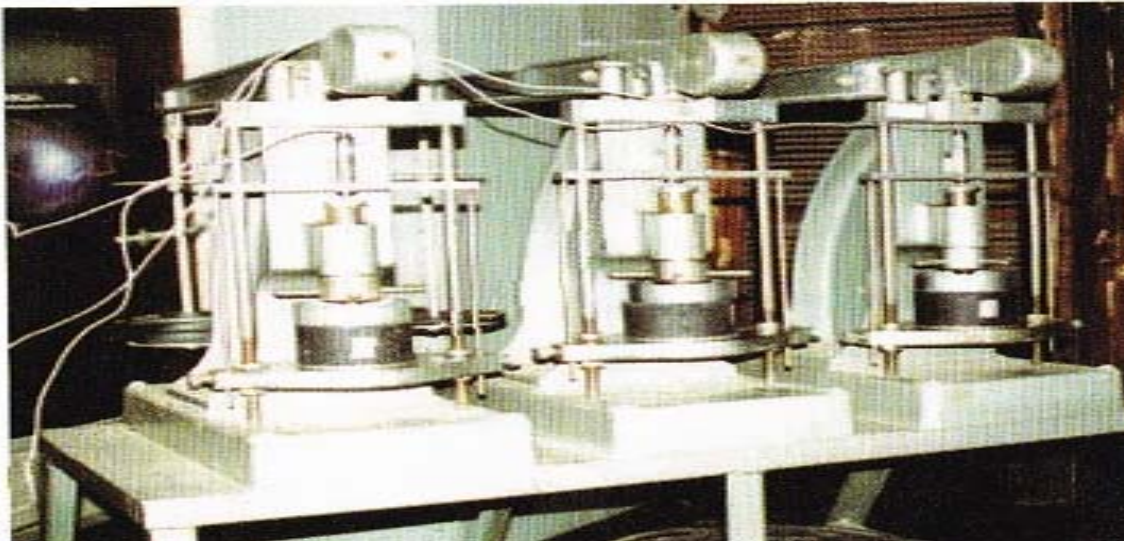
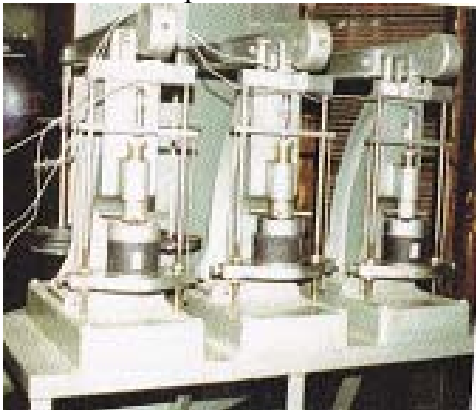


Figura 5.2: Conjunto de cuerpos de prueba

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).

Se acostumbra aplicar una pre-carga en las muestras antes del ensayo de modo de permitir que las placas obtengan más uniformidad en el contacto, incluido en las extremidades de la muestra. Antes de la ejecución de los ensayos, en general los cuerpos de prueba quedan embebidos por un periodo superior a dos horas en la temperatura especificada para garantía de equilibrio térmico en toda la muestra.

El tiempo de aplicación de la carga puede variar, sin embargo aún no hay un consenso sobre el asunto, la tendencia es que la duración del ensayo sea de una hora (Shell 2003). A intervalos predeterminados de tiempo, a criterio de cada investigador, es efectuada la medición del desplazamiento axial por la muestra debido a la carga estática. Esas medidas pueden ser leídas con extensómetros acoplados a las placas de carga (Figura 5.3), o directamente a los cuerpos de prueba (figura 5.4). En este segundo caso destaca el reciente trabajo de Viana et al. (2003), para facilitar la fijación de los LVDTs (sensores electrónicos) en los cuerpos de prueba, tomando menor importancia la cuestión del paralelismo de las caras del cuerpo de prueba, problema existente en el caso de otro tipo de medición.



Figuras 5.3: Sobre la placa de carga



Figura 5.4: Acoplados a los cuerpos de prueba

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).

Por ejemplo en el actual estado de desarrollo de creep en el Brasil, las informaciones generadas en el ensayo, incluida la fase de descarga (figura 5.5), son debidamente registradas por medio de sistemas automatizados de adquisición de datos, (figura 5.6).

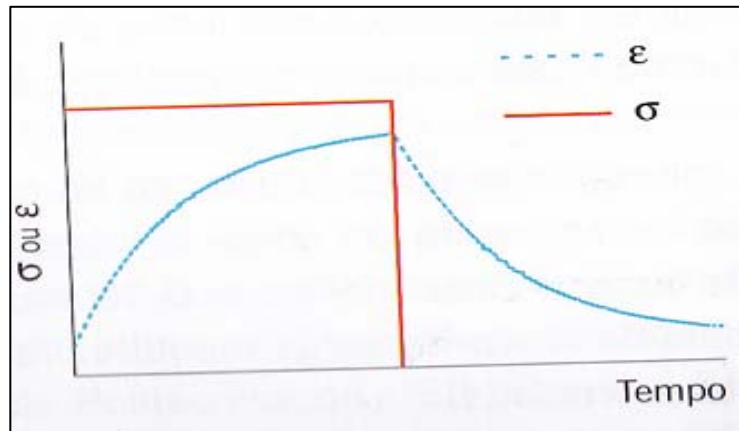


Figura 5.5: Tensiones  $\sigma$  y Deformaciones  $\epsilon$

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).



Figura 5.6: Pantalla del sistema de adquisición de datos

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12)

Debido a la aplicación de la carga estática, el cuerpo de prueba deforma hasta que se estabiliza o rompe (en caso de tratarse de un estado avanzado de daño). Esa ruptura no siempre es visible, habiendo varios criterios para definirla como por ejemplo cuando se sobrepasa una deformación relativa de 0.008 mm/mm, al final de una hora, entonces la mezcla asfáltica no es adecuada para resistir las deformaciones permanentes.

En lo que respecta al parámetro obtenido en el ensayo de creep, se trata fundamentalmente del histórico de deformación a lo largo del periodo del ensayo, o sea,  $\epsilon(t)$ . Dependiente de este parámetro se obtendrá la denominada función fluencia, dada por la expresión:

$D(t) = \varepsilon(t)/\sigma_0$ , donde:  
 $D(t)$  = Función Fluencia  
 $\varepsilon(t)$  = Deformación en función del tiempo  
 $\sigma_0$  = Tensión Constante aplicada

Esta expresión es muy importante en la solución de determinados problemas considerando materiales como las mezclas asfálticas (materiales visco elásticos lineales). Esto se debe al factor de que con la función fluencia se puede obtener el histórico de deformación en cualquier configuración geométrica y de contorno, desde que se conoce el histórico de tensión,  $\sigma(t)$ . En una analogía simple, la función fluencia correspondería al inverso del módulo de elasticidad, sin embargo ahora como una función de tiempo. Sousa (2005) presenta una discusión completa sobre la utilización de la función fluencia para solución de problemas de valor de contorno que incluyen materiales visco elásticos.

La figura 5.7, representa un gráfico típico de la función fluencia, que posee la misma forma del gráfico de la deformación a lo largo del tiempo, ya que la tensión aplicada es constante. En el ejemplo de la figura 5.7, nótese como la curva experimental puede ser perfectamente ajustada por una serie de Prony, que es una serie matemática bastante usada para representar la función fluencia de materiales viscoelásticos.

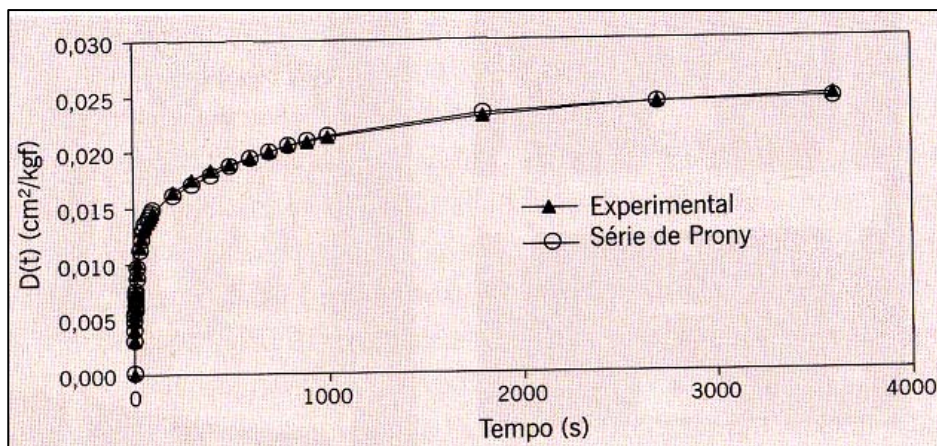


Figura 5.7: Función fluencia y respectivo ajuste para la serie de Prony.  
 Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).

#### d) Creep Dinámico

Finnet al. (1983), ha investigado la relación de los resultados de ensayos de creep estático con deformaciones permanentes en campo, recomendando la consideración de un ensayo de carga repetida. Es importante notar que tal procedimiento no es usual en la mecánica de los materiales, una vez que el ensayo de creep es justamente caracterizado por el estado uniforme y continuo de tensión. Con todo, más recientemente fue evidenciado que la carga estática no refleja claramente el mejoramiento de desempeño debido a la incorporación de modificadores en el ligante, siendo esto detectado en los ensayos de carga repetida. Vale destacar que esa no detección del efecto de los modificadores puede ser una limitación del equipo usado y no de la concepción del ensayo de creep estático. Al final la mayoría de los modificadores pueden ser considerados representados por sólidos elásticos, siendo que

su efecto se evidencia mejor en la parte buena inicial de la curva de la función fluencia, o sea, en tiempos tan pequeños (del orden de milésimos de segundos) que no fueron capturados por el sistema de adquisición de datos de la máquina utilizada.

El ensayo de creep dinámico consiste en la aplicación de pulsos de carga al cuerpo de prueba, a una determinada frecuencia, tiempo de aplicación de carga e intervalo entre las aplicaciones de las cargas, a una temperatura especificada. La figura 5.8 muestra un ejemplo de carga empleada en el ensayo de creep de carga repetida. Tiene como objetivo la medición de la deformación permanente acumulada

Durante la realización del ensayo, el cuerpo de prueba es sometido a la aplicación de una carga de compresión axial penetrante. En general la siguiente combinación también ha sido más empleada, cada aplicación de carga tiene una duración de 0.10 segundos y los intervalos entre las aplicaciones de carga son de 0.90 segundos, aplicados a una frecuencia de 1 Hz; este ciclo es repetido 3,600 veces para cada cuerpo de prueba ensayado, resultando en una hora de ensayo.

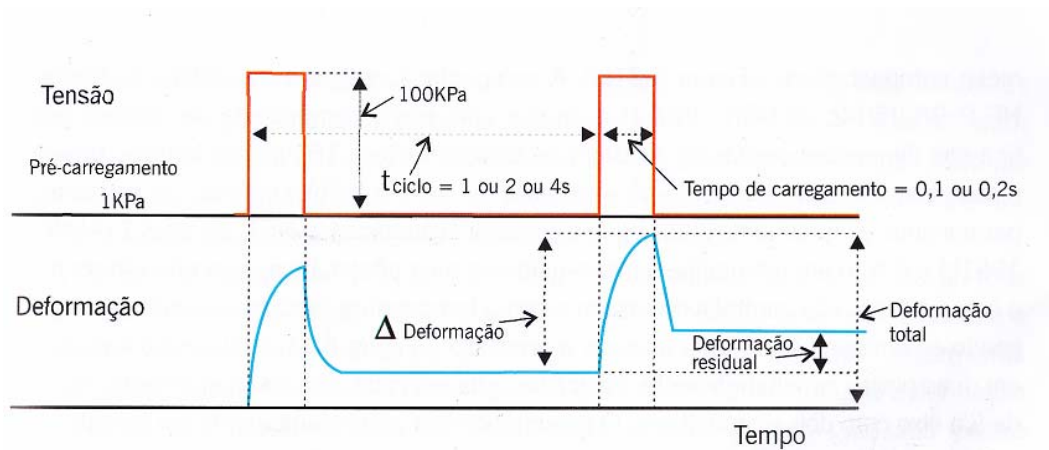


Figura 5.8: Carga y deformación en el ensayo de creep dinámico

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).

Asimismo con en el ensayo estático, para medir los desplazamientos ocurridos en los cuerpos de prueba durante los ensayos, se utilizan traductores LVDTs. Dividiéndose el desplazamiento absoluto ( $\Delta h$ ) por la altura inicial del cuerpo de prueba ( $h_{cp}$ ), se obtiene el desplazamiento permanente relativo, también denominado de deformación relativa ( $\epsilon_{rel}$ ). Sin embargo no será un término usado en el medio de mecánica de los materiales, es común en el medio de pavimentación referente al módulo de creep dinámico ( $E_c$ ), que es una tensión aplicada,  $\sigma$ , dividida por el desplazamiento relativo ( $\epsilon_{rel}(t)$ ), conforme se presenta en la expresión:

$$E_c(t) = \sigma / \epsilon_{rel}(t) \quad (5.1)$$

### e) Ensayos Triaxiales.

La diferencia con los ensayos uniaxiales, es que este tipo de ensayo proporciona una presión de confinamiento, lo que aproxima más a las condiciones reales a los que está sometido un pavimento, proporciona una temperatura y presión similar a la del lugar, llevando a los especímenes a una falla a corto tiempo. Se tiene poca experiencia, pero se

han realizado algunos ensayos sobre deformaciones plásticas sobre todo en triaxiales creep y triaxiales de carga repetida. Son complicados de realizar.

El ensayo triaxial posee la ventaja de reproducir una condición de tensión multiaxial más próxima de la condición existente en el campo; en este caso las deformaciones precisan ser monitoreadas en los sentidos vertical y horizontal. Tratándose de un ensayo de realización compleja no tiene mucha utilización en los diversos países; pero si en investigaciones académicas.

	MÉTODO DE ENSAYO	DIMENSIÓN DE LA PROBETA	VENTAJAS	DESVENTAJAS
<b>ENSAYOS TRIAXIALES</b>	Triaxial Estático (creep confinado)	4 in. de diámetro X 8 in. de altura y otros.	Relativamente simple el ensayo y el equipo. Las temperaturas del ensayo y los niveles de carga simulan mejor las condiciones de campo que no confinado. Potencialmente económico.	Predice el funcionamiento, siendo cuestionable. Restringe la temperatura de ensayo y los niveles de carga, no simula condiciones reales. No simula el fenómeno dinámico real. Dificultad para obtener ratios 2:1 en el laboratorio
	Triaxial con Carga Repetida	4 in. de diámetro X 8 in. de altura y otros	Las temperaturas del ensayo y los niveles de carga simulan mejor las condiciones de campo que no confinado. Mejor expresión de las condiciones de tráfico	El equipo es muy complejo Restringe la temperatura de ensayo y los niveles de carga, no simula condiciones reales. Dificultad para obtener ratios 2:1 en laboratorio
	Triaxial con Módulo Dinámico.	4 in. de diámetro X 8 in. de altura y otros	Proporciona una necesaria entrada para el análisis estructural. Ensayo no Destructivo.	En altas temperatura es muy complejo el sistema de ensayo (medición de pequeñas deformaciones, es necesaria sensibilidad a altas temperaturas). Posiblemente menos problemas para estudiar , disposición de LVDT. El equipo es muy complejo y costoso.

				Requiere una cámara triaxial.
	Esfuerzo Triaxial	4 in. ó 6 in. de diámetro X 8 in. de altura y otros	Relativamente simple el ensayo y el equipo. Tiempo de ensayo mínimo	Capacidad para predecir la deformación permanente cuestionable. Requiere una cámara triaxial.

Tabla 5.3: Ensayos Triaxiales para evaluar las deformaciones plásticas

Fuente: Garnica, P.A. y Gómez, L.J., (2001). Publicación Técnica No 176: Deformaciones permanentes en Materiales Granulares para la sección estructural de carreteras. SCT e IMT. México (Ref. Bib.).

#### f) Ensayos de Corte.

Este tipo de ensayo incluye al ensayo Superpave de corte SST, es muy complicado de llevar a cabo y muy costoso, no tiene mucha aceptación, debido a los modelos que utiliza para la predicción del comportamiento o funcionamiento. No es apropiado su uso en la predicción de ahuellamientos.

	MÉTODO DE ENSAYO	DIMENSIÓN DE LA PROBETA	VENTAJAS	DESVENTAJAS
<b>ENSAYOS DE CORTE</b>	SST Ensayo de Frecuencia de Barrido – Módulo de Corte Dinámico.	6 in. de diámetro X 2 in. de altura	La aplicación del esfuerzo de corte simula las cargas inducidas por el tráfico. AASHTO estandarizó el procedimiento disponible. El espécimen se prepara con la prueba SGC. La curva maestra podría dibujarse a diferentes temperaturas y frecuencias. Ensayos no destructivo.	El equipo es extremadamente costoso y de limitada disponibilidad. El ensayo es complejo y difícil de correr, usualmente se necesita entrenamiento especial. Las pruebas SCG se necesitan cortar y pegar después del ensayo
	SST Ensayo Repetido de Corte con altura constante	6 in. de diámetro X 2 in. de altura	La aplicación del esfuerzo de corte simula las cargas inducidas por el tráfico.. AASHTO estandarizó el procedimiento disponible. El espécimen se prepara con prueba SGC.	El equipo es extremadamente costoso y de limitada disponibilidad. El ensayo es complejo y difícil de correr , usualmente se necesita entrenamiento especial. Las pruebas SCG se

				necesitan cortar y pegar después del ensayo. Alto COV de resultados del ensayo. Se requieren más de tres respuestas necesariamente
	Ensayo Triaxial de Esfuerzo de Corte.	6 in. de diámetro X 2 in. de altura	Corto tiempo de ensayo	Mucho menos utilizado. Espécimen confinado, más requerimientos complejidad.

Tabla 5.4: Ensayos de Corte para evaluar las deformaciones plásticas

Fuente: Garnica, P.A. y Gómez, L.J., (2001). Publicación Técnica No 176:

Deformaciones permanentes en Materiales Granulares para la sección estructural de carreteras. SCT e IMT. México (Ref. Bib.).

**g) Ensayos Empíricos.**

Son ensayos basados en la experiencia y en la correlación de resultados de laboratorio y sus predicciones en cuando a funcionamiento son muy limitadas, de ser empleados, en la mayoría requieren de otros ensayos de laboratorio adicionales.

	MÉTODO DE ENSAYO	DIMENSIÓN DE LA PROBETA	VENTAJAS	DESVENTAJAS
<b>ENSAYOS EMPÍRICOS</b>	Ensayo Marshall.	4 in. de diámetro X 2.5 in. de altura ó 6 in. de diámetro X 3.75 in. de altura.	Muy extendido, conocido , uso estandarizado para el diseño de mezclas . Procedimiento del ensayo está estandarizado. Fácil de implementar y el tiempo del ensayo es muy corto. El equipo mayormente se encuentra disponible en la mayoría de los laboratorios	No es capaz de proporcionar una categoría o nivel de las deformaciones plásticas que se podrían producir en la mezcla. Proporciona pocos datos para indicar su relación con el funcionamiento.
	Ensayo Hveem.	4 in. de diámetro X 2.5 in. de altura	Desarrollado con muy buena base filosófica. Corto tiempo de ensayo. Criterios disponibles	No tiene un uso tan extendido como el método Marshall. Necesita el compactador para amasado California. No es capaz de proporcionar una categoría o nivel de las

				deformaciones plásticas que se podrían producir en la mezcla.
	GTM	Mezcla asfáltica en caliente suelta	Simula la acción de los rodillos durante la construcción. Los parámetros son generados durante la construcción. Criterios disponibles.	El equipo no se encuentra fácilmente a disposición y no es muy difundido. No es capaz de proporcionar una categoría o nivel de las deformaciones plásticas que se podrían producir en la mezcla.

Tabla 5.5: Ensayos Empíricos para evaluar las deformaciones plásticas

Fuente: Garnica, P.A. y Gómez, L.J., (2001). Publicación Técnica No 176:

Deformaciones permanentes en Materiales Granulares para la sección estructural de carreteras. SCT e IMT. México (Ref. Bib.).

### 5.1.2 Ensayos de simulación de tráfico en laboratorio

Una u otra forma de determinación de la deformación en mezclas asfálticas es por medio de uso de simuladores de tráfico; existen diversos tipos de simuladores, en laboratorio y en campo. Esos equipos permiten una investigación más próxima de la realidad, pues en general también acarrear la necesidad del uso de factores laboratorio - campo para previsiones de deformación permanente in situ del establecimiento de límites de deformación permanente en laboratorio por análisis empíricos de resultados en campo.

Tomando como referencia Brasil, por ser una país cercano al nuestro (Perú); respecto a estos ensayos de simulación en laboratorio; solamente posee dos equipos. Un Francés, desarrollado por el LCPC (Laboratorio Central des Ponts et Chaussées) que está en el Laboratorio de Tecnología de Pavimentación de la Escuela Politécnica de la USP (figura 5.9); y un Norteamericano, el Asphalt Pavement Analyzer (APA) de propiedad de la BR Distribuidora (figura 5.12).

En el conjunto de equipos franceses del LCPC, la mezcla asfáltica es primeramente compactada a través del amasado por rueda de neumático con cargas y presiones y presión de inflado regulables, a la temperatura del proyecto, realizada por un equipo denominado mesa compactadora (figura 5.9(a)). La compactación según la especificación francesa NF P 98-250 - (AFNOR 1991), y produce una placa compactada de mezcla asfáltica en las dimensiones patrón o modelo de 500 mm de longitud y 180 mm. de ancho, habiendo placas con 100 mm. de espesor (figura 5.9(b)).

El ensayo de deformación permanente propiamente dicho, sigue la especificación francesa NP P 98-253-1 (AFNOR 1991) y es realizado en un equipo premunido de rueda neumática, cuya presión del neumático y carga en el eje son controlables,



asimismo como la temperatura también es regulable, empleándose en general 60°C para acelerar el proceso (Figura 5.9(c)).



Figura 5.9(a): Mesa Compactadora LPC placas de mezclas asfálticas



Figura 5.9(b): Placa de mezcla asfáltica compactada

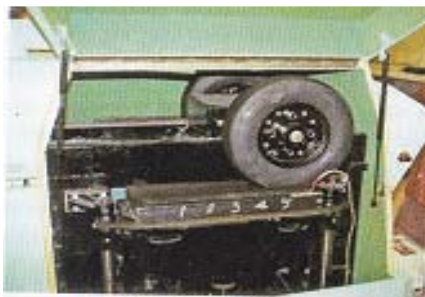


Figura 5.9(c): Simulador de Tráfico LCPC



Figura 5.9(d): Placa después del ensayo de deformación permanente

Figura 5.9: Conjunto de mesa compactadora y simulador de tráfico LCPC para ensayos de deformación en laboratorio

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).

El ensayo es realizado en dos placas simultáneamente colocadas una a cada lado del equipo, unido con un eje con dos neumáticos. El neumático queda permanentemente en contacto con la placa asfáltica y aplica carga en movimiento longitudinal de ida y vuelta en ciclos de 1 Hz. Midiéndose el hundimiento en la huella de la rueda en diversos puntos a cada determinado número de sollicitaciones. Frecuentemente son usados 1.000, 3.000, 10.000, 20.000 y 30.000 ciclos. La figura 5.9(d) muestra un aspecto de una mezcla asfáltica muy deformada después del ensayo.



Figura 5.9 (e): Equipo Simulador LCPC

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).

El resultado del ensayo es dado en términos de hundimiento en mm o como un porcentaje de la altura de la placa original. La figura 5.10(a) ilustra los resultados del ensayo a 60°C para dos mezclas SMA - Stone Matrix Asphalt, con diferentes tamaños de agregado, en el caso, tamaño máximo nominal - TMN de 9.5 a 12.5 mm. (Vasconcelos 2004). La deformación permanente a los 30,000 ciclos de ambas mezclas en SMA es de cerca de 6%, que es un resultado bueno, demostrando la resistencia a la formación de hundimientos de este tipo de carpeta asfáltica.

La Figura 5.10 (b) muestra, a su vez, resultados de hundimiento en huella de rueda en el simulador francés de dos arenas - asfalto con CAP 20, siendo una arena bien graduada y otra uniforme. Obsérvese que la graduación de las mezclas ejerce un papel fundamental en el comportamiento a la deformación permanente. Un área uniforme muestra una deformación de cerca de 6 mm. (ó 12%) después de 30,000 ciclos. Además de eso, la temperatura de ensayo del área uniforme fue de 50° C, 10° debajo de lo especificado en el ensayo, lo que contribuye para soportar más ciclos que si fuese probada a 60°C.

Además de los aspectos comparativos entre mezclas en lo que respecta a la resistencia a la deformación permanente, el ensayo puede ser usado para investigar el efecto de factores diversos en el comportamiento mecánico.

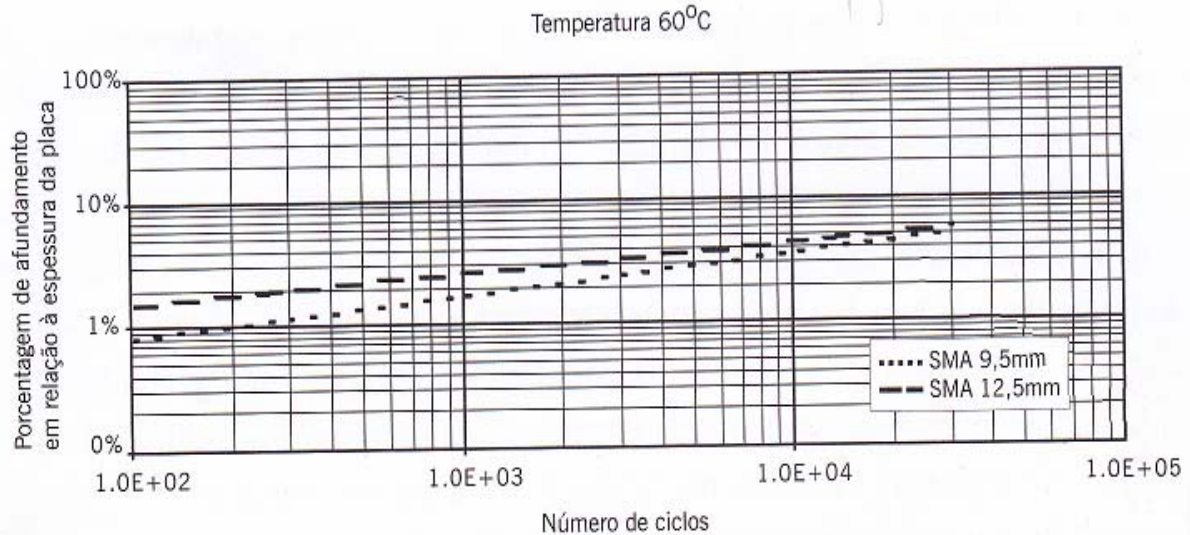


Figura 5.10 (a): Dos mezclas asfálticas tipo SMA

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).

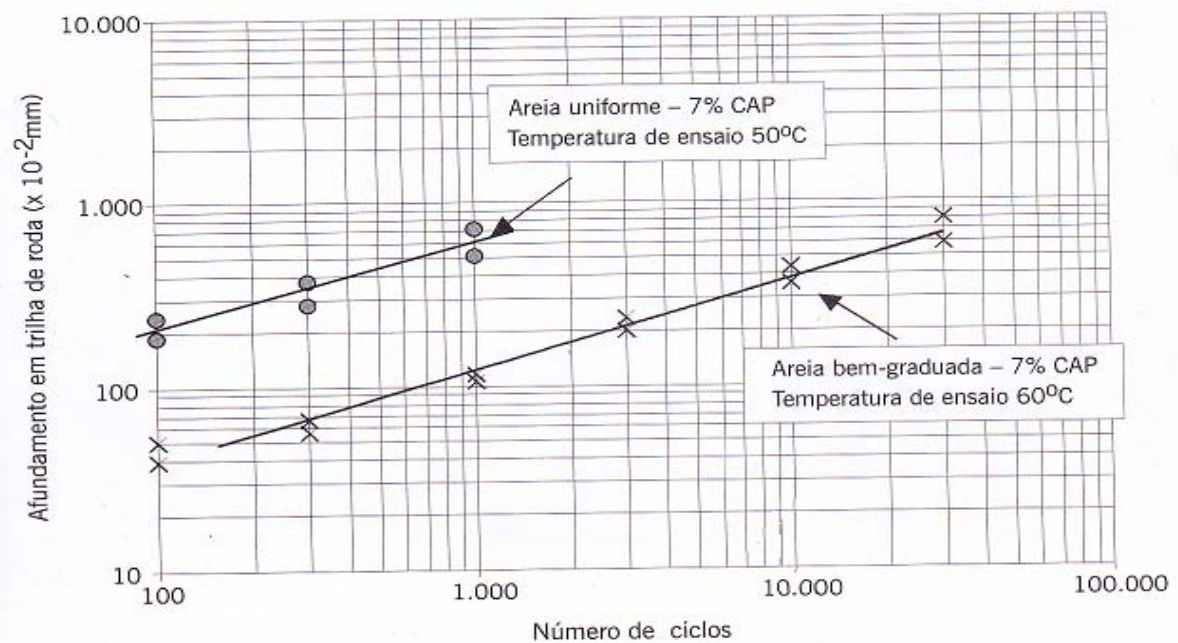


Figura 5.10 (b): Dos arenas - asfalto en caliente

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).

Las figuras a y b, muestran resultados de deformación permanente de mezclas asfálticas en el ensayo del simulador de tráfico LCPC.

La figura 5.11, ilustra el efecto del contenido de asfalto en el hundimiento, bien como el efecto de la sustitución de asfalto convencional CAP 20 (similar al actual CAP 50/70), por el convencional más duro CAP 40 (similar al actual CAP 30/45) o aún por asfaltos modificados con polímero (AMP SBS; AMP SBR ó AMP EVA) y por caucho (asfalto-caucho), manteniéndose la misma graduación y naturaleza de agregados (Bernucci et al., 2002). Obsérvese la importancia de manutención del contenido de ligante del

proyecto (en el caso 5.6%) durante la fabricación y el efecto del exceso de ligante, favoreciendo la fluencia y la formación de hundimientos. El tipo de asfalto es otro factor importante en los proyectos cuando se procura combatir la deformación permanente. La mezcla pasa a ser más resistente a la deformación permanente con el aumento de viscosidad del ligante y, adicionalmente, con el efecto benéfico del retorno elástico en la reducción de la energía de deformación.

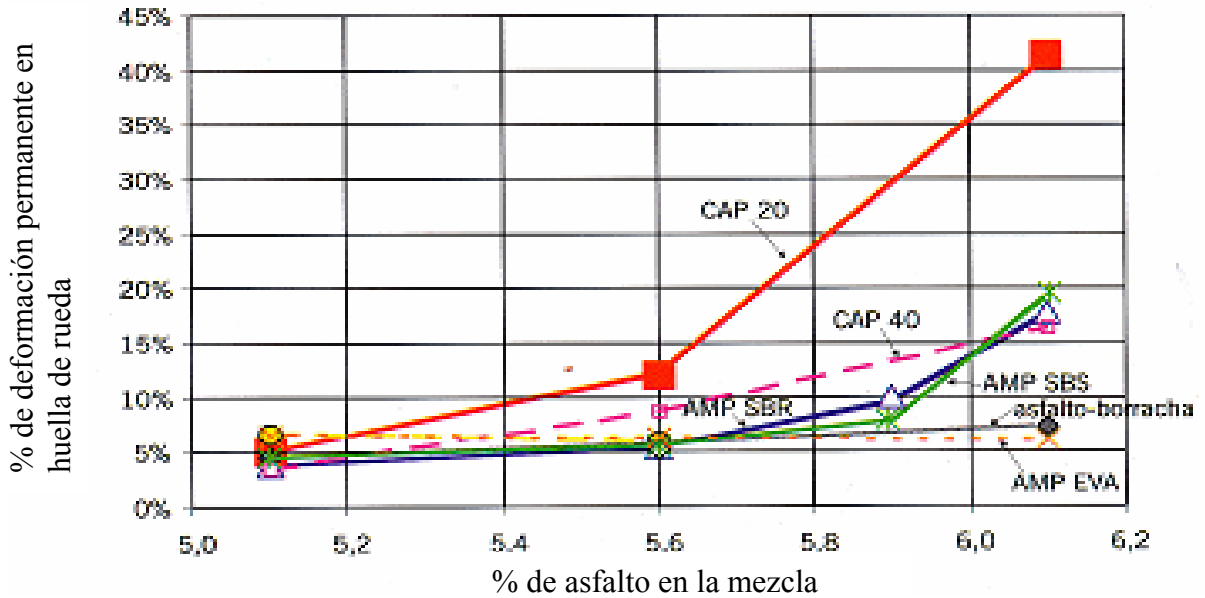
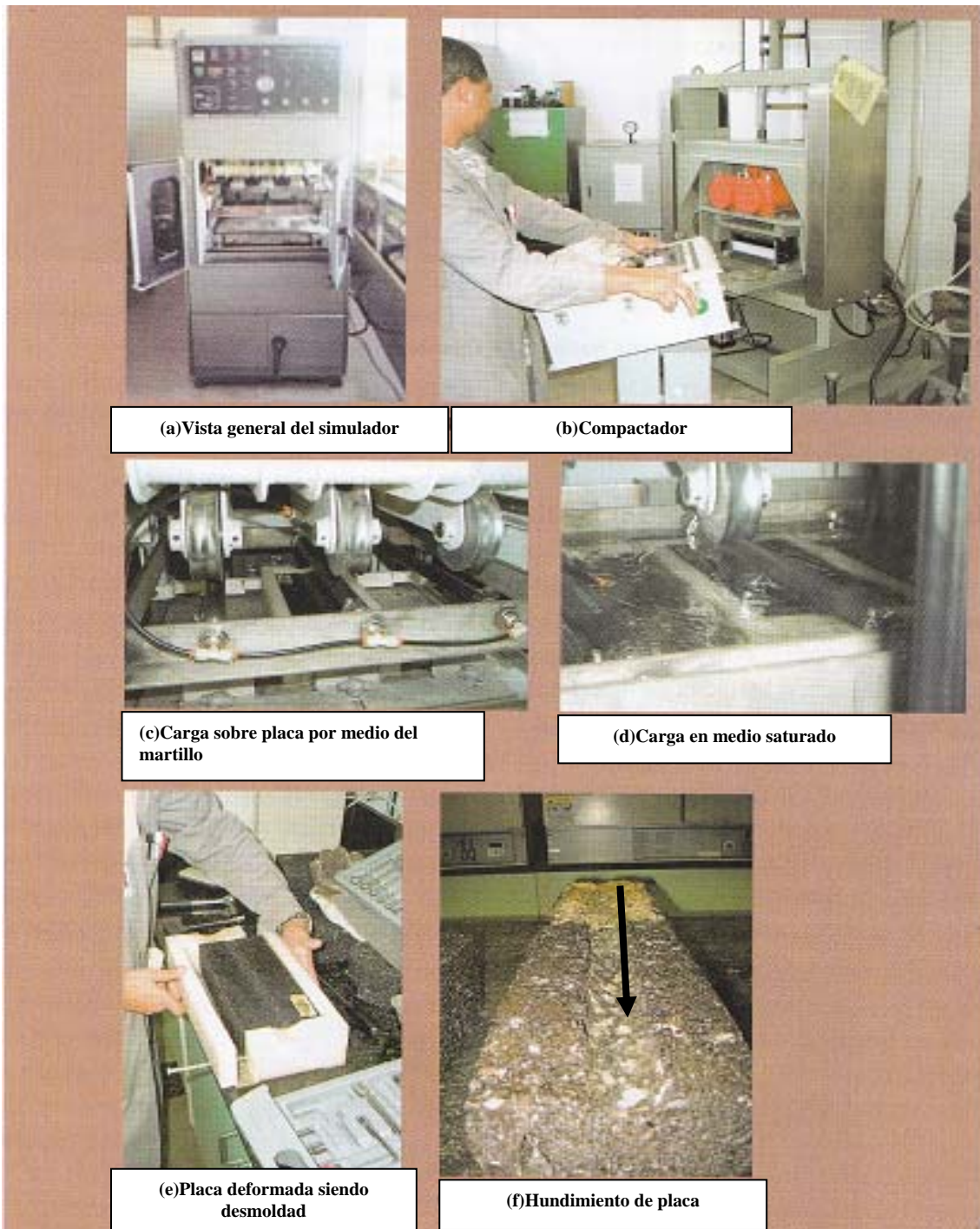


Figura 5.11: Percentil de hundimiento vs. Contenido de asfalto para 30,000 ciclos en el simulador de tráfico LCPC (Bernucci et al., 2002).

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).

En el caso del APA - figura 5.12(a) - el procedimiento posee similitudes con el LCPC; la compactación, con todo, es por vibración - figura 5.12 (b). La carga es transmitida a la placa por medio de mangas de caucho preinchadas por aire, en vez de neumáticos - figura 5.12(c). El equipo permite la saturación con agua de los cuerpos de prueba para evaluar su efecto deletéreo durante el ensayo - figura 5.12 (d). La placa es enseguida retirada del equipo - figura 5.12 (e), siendo medido el hundimiento - figura 5.12 (f).



Figuras 5.12 (a, b, c, d, e y f): Compactador y Simulador APA

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).

Hay además otros equipos como el instalado en el Laboratorio Nacional de ingeniería Civil - LNEC, en Portugal, ilustrado en la figura 5.13. Ese equipo permanece en una cámara de temperatura controlada y ejecuta un número también predefinido de pasadas de rueda rígidas, con peso predefinido. La idea es la misma ya descrita anteriormente, o sea, de comparar mezclas en cuanto a la capacidad de resistir a la deformación permanente.



Figuras 5.13(a): Cámara de Temperatura Controlada.



Figura 5.13 (b): Equipamiento

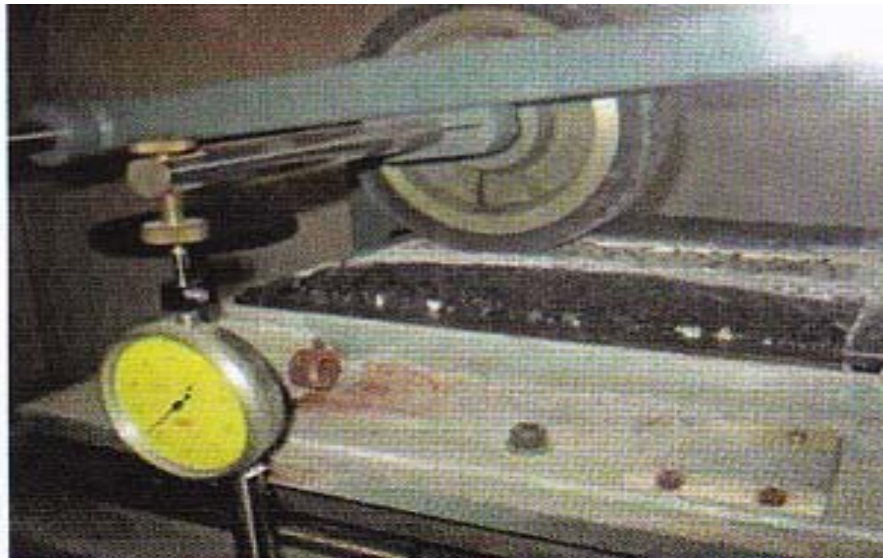


Figura 5.13(c): Detalle de Simulación

Figuras 5.13: Simulador del Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil - LNEC, Portugal

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).

La figura 5.14, muestra el simulador instalado en la Universidad de Carolina del Norte, donde importantes trabajos científicos sobre la caracterización mecánica de mezclas asfálticas vienen siendo desarrollados; este equipo posee ruedas que actúan directamente en una losa de mezcla colocada sobre una plataforma. Son seis ruedas actuando y moviéndose en el sentido contrario por encima de las ruedas que están actuando en la losa. Diversas plataformas vienen siendo probadas de modo simular más próximamente a situaciones de campo.

Además de suelos, materiales como caucho también han sido usados como plataforma, produciendo fallas en la losa de mezcla bastante similares a las encontradas en el campo.

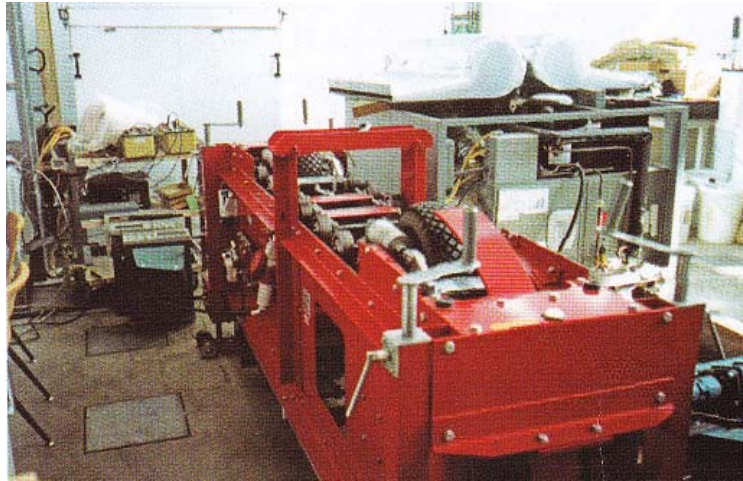


Figura 5.14: Simulador de la Universidad Carolina del Norte  
 Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).

Existen simuladores en verdadera magnitud. Son equipos con la capacidad de imprimir a un pavimento experimental, en apenas algunas semanas o meses, cargas relativas a un tiempo de servicio de 10 a 20 años. Tales equipos aplican solicitaciones directamente sobre la estructura del pavimento 24 horas/día, 7 días/semana durante cuantas semanas sean necesarias. Diferente de la mayoría de los equipos de laboratorio, esos simuladores tienen la capacidad de evaluar no solo el revestimiento asfáltico, mas toda la estructura del pavimento, verificando el comportamiento resultante de la Interacción entre las diversas capas que componen los pavimentos asfálticos. Sin embargo tienen la ventaja de permitir que sean evaluados proyectos de pavimentos sobre condiciones de tráfico y climas reales, habiendo la limitación de no ser considerado el envejecimiento del ligante y la auto recuperación de fisuras que se da en el largo plazo.

Existen otros tipos de Simuladores como los presentados en las figuras 5.15 (a y b).



UFRGS



IPR

Figuras 5.15 (a y b): Otros equipos para ensayos de simulación  
 Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).

Como conclusión se puede afirmar que en el campo de la predicción de las deformaciones permanentes, sus resultados son muy aproximados con el funcionamiento real del pavimento. Simulan muy bien lo que sucede realmente en un pavimento sometido a las cargas del tráfico. Se presenta un resumen de los ensayos de simulación, además de los desarrollados (Tabla 5.6).

	<b>MÉTODO DE ENSAYO</b>	<b>DIMENSIÓN DE LA PROBETA</b>	<b>VENTAJAS</b>	<b>DESVENTAJAS</b>
<b>ENSAYOS EMPÍRICOS</b>	Analizador de Pavimentos Asfálticos.	Cilindro 6 ln x 3.5 ó 4.5 ln ó viga	<p>Simula la acción del tráfico y condiciones de temperatura.</p> <p>Modificado y mejorado de GLWT.</p> <p>Simple par a funcionar.</p> <p>Pueden ser ensayadas de 3 a 6 probetas al mismo tiempo</p> <p>Usados extendidamente LWT en E.U.A.</p> <p>Criterios Disponibles.</p> <p>Especímenes cilíndricos utilizados SGC.</p>	Relativamente costoso.
	Wheel – Tracking de Hamburgo.	10.2 ln. X 12.6 ln x 1.6 ln.	<p>Usada ampliamente en Alemania.</p> <p>Capaz de evaluar los daños producidos por la humedad.</p> <p>Se pueden ensayar dos probetas al mismo tiempo.</p>	Bajo potencial de aceptación por parte de los E.U.A.
	Ensayo de Rodaderas Francés	7.1 ln. X 19.7 ln x 0.8 a 3.9 ln.	<p>Muy éxitos y usado en Francia.</p> <p>Dos losas de mezcla asfáltica en caliente pueden ensayarse al mismo tiempo.</p>	No fue extendido ni utilizados en los E.U.A.
	PURWheel	11.4 ln x 12.2 ln. X 1.3 , 2 , 3 ln	El espécimen puede ser traído de campo o preparado en el laboratorio	Necesita un compactador lineal. No existe experiencias disponibles
	Modelo Móvil de Simulación de Carga.	47 ln. X 9.5 ln x espesor	El espécimen es traído a escala para llenar el simulador	Se necesitan materiales extra. No es adecuado para usarlo por rutina. El estándar para la fabricación de



				especímenes necesita ser desarrollado.
	RLWT	6 ln. Diámetro y 4.5n de altura	Utiliza SGC para muestra. Muy Relacionado con el APA, ruthdeph	No tiene uso extendido en los E.U.A. Muy pocos datos disponibles
	Dispositivo Wessex	6 ln. Diámetro y 4.5n de altura	Pueden ser ensayados dos especímenes al mismo tiempo. Utiliza SGC para muestra.	No está extendido ni es bien conocido. Existen muy pocos datos disponibles

Tabla 5.6: Otros ensayos de simulación

Fuente: Garnica, P.A. y Gómez, L.J., (2001). Publicación Técnica No 176.

Deformaciones permanentes en Materiales Granulares para la sección estructural de carreteras. SCT e IMT. México (Ref. Bib).

## 5.2 Ensayos Complementarios

Además de los ensayos ya descritos, vienen siendo bastante utilizados para la caracterización mecánica de mezclas otros ensayos. Se trata de ensayos empíricos que, sin embargo proveen informaciones importantes no obtenidas a partir de los ensayos mecánicos. Los dos principales ensayos que vienen siendo usados en diferentes países son el de Pérdida por Humedad Inducida (Lotman) y el de Tracción Indirecta; que se consideran por ser de importancia para el diseño de las mezclas asfálticas que de alguna manera inciden para determinar su durabilidad y dentro de ello las fallas de la misma; en el presente estudio se presentan estos dos ensayos.

### 5.2.1 Ensayo de Lottman: Daño por humedad inducida

La influencia destructiva de la humedad ha sido reconocida desde hace varias décadas.

En 1982 Robert Lottman publicó su informe final sobre una metodología para predecir el daño causado por la humedad en las mezclas bituminosas. Los mecanismos de la humedad que causan deterioro del pavimento han sido estudiados por muchos investigadores, reconociendo entre los principales:

Presión de poros del agua en los huecos de la mezcla debido a las repeticiones de carga, diferencias térmicas que producen expansión - contracción por formación de hielo, ciclos de congelamiento - deshielo, choque térmico o una combinación de estos factores. Desprendimiento del ligante por efecto del agua en la mezcla, a temperaturas entre moderadas y altas. Interacción agua - vapor con el mastico betún - filler y las interfaces de los áridos más grandes. Interacción del agua con minerales arcillosos en el árido fino.

Las mezclas dañadas por efecto de la humedad pierden cohesión y reducen su vida útil acelerando el proceso de fisuración del pavimento. Lottman propone en su método evaluar el efecto de la humedad mediante ensayos de tracción sobre probetas sometidas a distintas condiciones, intentando reproducir la situación en que se encuentra el pavimento en servicio.

En lo que corresponde a la resistencia de las mezclas asfálticas inducido al daño por humedad; la adhesión entre el asfalto y el agregado debe ser evaluada desde el inicio de un diseño de mezcla y/o tratamiento superficial por la importancia que implica, la cual se reflejara en la vida de un pavimento asfáltico que, alcanzando una mejor afinidad, permita una mejor estabilidad y durabilidad.

Actualmente este factor importante que definirá la vida del pavimento se evalúa con métodos cuyos resultados se dan en forma subjetiva por lo que son insuficientes para tan determinante variable. El ensayo ASTM D-1664 es incierto porque, si se observan desprendimientos, no se puede saber si se deben a la acción del agua o la poca afinidad árido-ligante. Así mismo el ensayo Riedel Weber no considera las condiciones reales de obra. También, como se sabe, estos ensayos se realizan por separado y no compatibilizan, no pudiendo evaluarse el comportamiento real de la mezcla en conjunto.

Existe un ensayo moderno que se ajusta más a las condiciones de obra cuantificando la adhesividad. Este ensayo es el AASHTO T-283 (ASTM D-4123), conocido también como Lottman, el cual permite determinar la resistencia a la tracción de los especímenes, midiendo la pérdida de cohesión de una mezcla compactada como resultado de los efectos de saturación acelerada en agua. Este ensayo mide el comportamiento de la mezcla en conjunto (árido fino, árido grueso y ligante).

El ensayo Lottman permite predecir la susceptibilidad de desprendimiento de las mezclas asfálticas y evaluar el efecto de los mejoradores de adherencia que se agregan al cemento asfáltico, si es líquido y al agregado mineral si es polvo.

Es normal considerar y exigir una serie de propiedades intrínsecas a los ligantes tales como viscosidad, cohesión y susceptibilidad térmica, a partir de las cuales se pueden deducir su comportamiento mecánico. Sin embargo estas se tratan de propiedades relativas, ya que el mismo ligante presentará una buena o mala adhesividad según la morfología del árido. Existen experiencias que muestran que, en condiciones favorables de temperatura, limpieza del árido, buena granulometría, etc., se llega a obtener buen recubrimiento o “adhesividad activa”, pero que ante la lluvia y el tráfico el ligante es desplazado del árido, quedando este limpio. Es decir que existe poca “resistencia al desplazamiento”, o bien, mala “adhesividad pasiva”.

El ensayo Lottman se orienta a dos objetivos: Primero identifica si una combinación de ligante asfáltico y agregado es susceptible a la acción del agua y luego evalúa la adhesividad y efectividad de los aditivos anti-desprendimiento o mejoradores de adherencia.

El ensayo AASHTO T-283 es uno de los más confiables para establecer la adhesividad en las mezclas asfálticas, ya que ensaya el material tal como se va usar en obra. De continuar ensayando tradicionalmente la adhesividad se deben dar márgenes de seguridad amplios que garanticen una buena adherencia para que no colapsen las carpetas antes del tiempo esperado.

En el Perú se debería adoptar el ensayo Lottman para las zonas de sierra y selva y algunas de la costa, ya que su pluviosidad es importante y, en ocasiones, excesivamente elevada; además que en algunas zonas se presenta el congelamiento de la superficie.

Para que el ensayo Lottman sea representativo se deberá haber realizado primero el ensayo del agua hervida (MTC E-522).

Las pruebas Lottman Modificadas (Modified Lottman Test), ASTM D 4867 y AASHTO T 283), es el mejor ensayo para determinar daños por efectos de la humedad en mezclas de concreto asfáltico, utiliza a profundidad equipos de laboratorio con medidas extremas de rendimiento.

#### Procedimientos del Ensayo

Se compactan los especímenes en equipos Marshall, Kneading o Gyratory (según el país donde se realicen y se cuente con los equipos apropiados).

Los especímenes deberán de tener 102 mm de diámetro por 63 mm espesor (4"x2.5")

Se compactarán con vacíos de aire del 6 al 8 %

Se prepara un grupo condicionado y otro sin condicionar en series de tres, cuatro o cinco especímenes.

Se someten a saturación al vacío en agua de 55 al 80 %

Se congelan durante 16 horas a -18 °C (0 °F)

Posteriormente se sumergen bajo agua durante 24 horas a 60 °C (140 °F), durante 2 horas a 25 °C (77 °F), figura 5.16

Se fracturan los especímenes en prensa Marshall bajo tensión indirecta.

Se obtiene la Relación Tensión-Esfuerzo (Tensile Strength Ratio) min 80 %

Una vez obtenida esta relación se seleccionará aquellos especímenes con los resultados que superen dicho valor.



Figura 5.16: Aplicación de presión para Saturación y Congelamiento

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).

#### 5.2.2 Ensayo de Tracción Indirecta

Esta prueba evalúa la cohesión de la mezcla asfáltica y se realiza de acuerdo con la Norma NLT – 346 (española), consiste en ensayar la probeta a una deformación constante de 50.8 mm/min con el fin de calcular en forma indirecta la resistencia a la

tensión y donde la mayor oposición a la falla la presenta la cohesión del asfalto con el agregado mineral.

El ensayo de tracción indirecta por compresión diametral consiste en someter una probeta cilíndrica a una carga lineal de compresión, estática o dinámica, en dos generatrices opuestas. Se supone que de este modo se desarrollan unas tensiones de tracción uniformes a lo largo del plano determinado por las generatrices de aplicación de la carga que permiten un cálculo sencillo de la Resistencia a Tracción (RT), deformaciones y módulos del material ensayado.

Suele considerarse, por otra parte, que las condiciones críticas en cuanto a fisuración por fatiga en un pavimento bituminoso se dan en el fondo de capa, en la vertical definida por la posición de la carga, donde se dan tracciones longitudinales y transversales, combinadas con compresión vertical. Se tiene así un estado tensional en este punto muy similar al producido en el centro de la probeta de tracción indirecta, aunque en este caso las tracciones son de carácter uniaxial frente al biaxial del elemento situado en la base. Por esta razón los módulos obtenidos del ensayo de tracción indirecta pueden proporcionar estimaciones ajustadas del módulo efectivo de las capas bituminosas, primordialmente a bajas temperaturas, cuando la rigidez del asfalto crece y el comportamiento de la mezcla es más elástico lineal.

La medida de la resistencia a tracción indirecta de una probeta o testigo mediante una prensa Marshall, a la velocidad de deformación de 50,8 mm/min y a distintas temperaturas parece, pues, muy accesible, de obtención sencilla, de bajo costo y adecuadamente relacionada con el comportamiento en servicio de las mezclas bituminosas. Sin embargo esta vinculación no es tan simple y diversos factores condicionan el resultado del ensayo.

Base Teórica: Resistencia a tracción indirecta y módulo elástico de las mezclas bituminosas

Son numerosos los autores que relacionan el concepto de resistencia a la tracción indirecta con el módulo elástico de las mezclas bituminosas. Concretamente se asocian el concepto de tracción indirecta a la cohesión de la mezcla una vez extendida y compactada, e incluso ha llegado a desarrollarse experimentalmente una ecuación que recoge la relación entre la resistencia a tracción y el módulo de elasticidad (M) de la mezcla tal y como se describe a continuación:

$$M \text{ (Kg /cm}^2\text{)} = 1411,9 \text{ RT (Kg/cm}^2\text{)} + 23069 \quad (5.2)$$

Ortiz et al., recogen la relación según la siguiente ecuación:

$$M \text{ (Kg /cm}^2\text{)} = 6402,8 \text{ RT (Kg/cm}^2\text{)} - 8189,3 \quad (5.3)$$

El módulo de elasticidad es un concepto propio de materiales con comportamiento elástico; sin embargo, las mezclas bituminosas tienen un comportamiento visco-elástico-plástico. Esto es, que la recuperación de la forma primitiva presenta un cierto retardo respecto a la aplicación de la carga. Cuando se trabaja a bajas temperaturas el componente elástico del módulo tiene un peso preponderante y suele asimilarse las mezclas asfálticas a un cuerpo elástico. El módulo de rigidez puede determinarse

mediante ensayos dinámicos o semiestáticos para diferentes temperaturas y condiciones de carga.

A partir de diversas investigaciones se ha determinado la dependencia del módulo de la mezcla con el módulo del ligante y la composición volumétrica de la mezcla (áridos, asfalto, vacíos en mezcla). La introducción de dichos datos en el nomograma desarrollado por Van der Poel nos conduce a la cuantificación del módulo de la mezcla.

En el caso de que el módulo elástico sea bajo (inferior a 10 MPa) o que la mezcla esté sometida a altas temperaturas y/o largos periodos de aplicación de carga el módulo no sólo depende de los parámetros indicados sino también de la naturaleza y granulometría de los áridos. Otros factores como el método de mezclado y la compactación pueden influir igualmente en los resultados.

Es esperable que estos mismos factores condicionen la resistencia a tracción indirecta de la mezcla bituminosa. Podemos reconocer el efecto del módulo del ligante en el estudio de Pérez et. al, donde se indica que aquellas mezclas fabricadas con asfaltos de penetración más baja darán lugar a mezclas de mayor resistencia, aunque las diferencias de resistencia observada aumentaran o disminuirán de acuerdo con la susceptibilidad térmica de los asfaltos empleados. Por otro lado, es evidente que la reducción en la presencia de vacíos en la mezcla conduce a un aumento de la resistencia a tracción.

Sin embargo, se recogen en numerosos estudios otros factores que parecen condicionar la resistencia a la tracción indirecta. Uno de los temas recurrentes en la bibliografía es el efecto del espesor de la probeta o testigo. Roque y Buttlar consideraron basándose en sus estudios que los especímenes no deberían exceder una pulgada de espesor. Hugo y Schreuder cuantifican también el efecto del espesor de la probeta o testigo y deducen el máximo espesor para asegurar que las tensiones de tracción en el centro de la probeta no sean superadas a lo largo del diámetro vertical.

El desarrollo de estudios relativos a la resistencia a tracción indirecta en mezcla también cuestiona la influencia de otros aspectos tales como el tipo de compactación (al margen del grado de compactación alcanzado) y la tipología de los áridos empleados. Las figuras 5.17 y 5.18 ilustran el ensayo en estudio



Figura 5.17: Arreglo para la prueba de Tracción Indirecta

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).



Figura 5.18: Probeta después del ensayo

Fuente: Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). Texto Formação Básica para Engenheiros. Petrobrás, Brasil (Ref. Bib.12).

### **5.3. Otros Ensayos Recomendados para medir Deformación Permanente**

Además de los ensayos anotados existen una serie de ensayos producto de muchas investigaciones en diferentes países y que se considera conveniente sean conocidos en el Perú a fin que en el futuro se puedan ir introduciendo según las necesidades del mismo.

#### **5.3.1 Ensayo de la rueda cargada: wheel tracking test. Ensayo de deformación permanente en pista de laboratorio**

##### **a) Georgia Loaded Wheel Tester (GLWT)**

El GLWT fue desarrollado a mediados de los 80 en Georgia a partir de modificaciones introducidas a un modelo diseñado por C.R. Benedict de Benedict Slurry Seals.Inc., para ensayar lechadas de asfalto (slurry seals) a los fines de elaborar un instrumento que permitiera realizar ensayos de medición de ahuellamiento en laboratorio así como también control de calidad en obra de mezclas asfálticas en caliente.

Aparatos y material necesarios

Utiliza muestras cilíndricas (de 15cm de diámetro x 7,5cm de altura) o una muestra rectangular (12,5cm de ancho x 30,0cm de largo x 7,5cm de altura) compactadas por distintos métodos y con contenidos de vacío de 4% o 7%.

La metodología empleada consiste en la aplicación de una carga de 445N a través de una rueda metálica, que apoya sobre una manguera neumática presurizada a 690 kPa, ubicada sobre la muestra, donde a partir de un movimiento de ida y vuelta (1 ciclo) de esta última simula la circulación vehicular y permite la medición ahuellamiento, en

particular a los 8000 ciclos, para condiciones dadas de temperatura que oscilan entre los 35°C y los 60°C. La velocidad de la rueda es de 55.55 cm/seg (33 ciclos/min), sobre un recorrido de 33cm.



Figura 5.19: Georgia loaded wheel tester (GLWT)

Fuente: Cooley A, Kandhal P.(2002). Paper: Evaluation of Permanent Deformation of Asphalt Mixtures Using Loaded Wheel Tester. National Center for Asphalt Technology Auburn University, Alabama (Ref. Bib. 23).

#### **b) Asphalt Pavement Analyzer (APA)**

El APA fue construido por primera vez en 1996 por Pavement Technology, Inc a partir de una modificación del modelo de Georgia. Su uso se encuentra protocolizado a través de la Norma AASHTO TP 63-03: Standard Test Method for determining Rutting Susceptibility of Asphalt Paving Mixtures using the Asphalt Pavement Analyzer.

Tiene la capacidad de evaluar ahuellamiento, fatiga y resistencia a la acción de la humedad de mezclas asfálticas en caliente, a través de un dispositivo similar al de Georgia: una muestra cilíndrica o rectangular, sometida a una temperatura entre 40.6°C y 64°C, sobre la que apoya una manguera a una presión de 690 kPa. o 830 kPa. y una rueda que aporta, mediante un movimiento de ida y vuelta (1 ciclo) sobre la manguera, una carga de 445N o 533N (depende de la presión dada) simulando los vehículos circulantes.

En este caso, las muestras se compactan mediante vibrado o amasado logrando 4% o 7% de contenido de vacíos en las cilíndricas y 7% en las rectangulares. Las mismas pueden estar secas o saturadas y realizadas en laboratorio o extraídas in situ. Los resultados que se obtienen son la deformación al final del ensayo (8000 ciclos) y una gráfica deformación vs tiempo.

#### **c) Hamburg Wheel Tracking Device (HWT) - Modelo de Hamburgo**

El modelo de Hamburgo fue desarrollado en Alemania en 1970, tomando como idea principal un modelo de origen Británico. Es ampliamente utilizado en EE.UU. y Europa para evaluar mezclas asfálticas en relación a su resistencia a la humedad y al ahuellamiento.

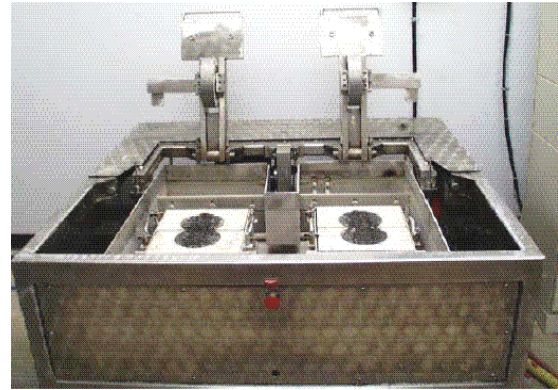
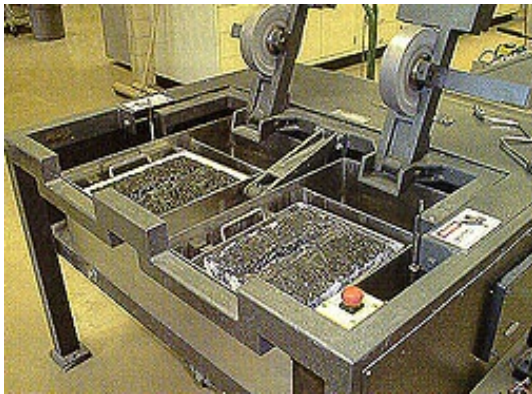


Figura 5.20: Máquina de Ensayo Hamburg Wheel-Tracking Device (HWT)

Fuente: Cooley A, Kandhal P.(2002). Paper: Evaluation of Permanent Deformation of Asphalt Mixtures Using Loaded Wheel Tester. National Center for Asphalt Technology Auburn University, Alabama (Ref. Bib. 23).

En EEUU está normalizado en AASHTO T 324-04 Standard Method of test of Hamburg Wheel- Track Testing of Compacted Hot Mix Asphalt. En general, permite evaluar dos muestras simultáneamente, mediante dos ruedas paralelas.

Cada mitad del sistema está compuesta por una rueda de acero de 4.7cm de ancho y 20.36cm de diámetro que se mueve hacia delante y hacia atrás, a una velocidad aproximada de 34 cm/seg ( $53 \pm 2$  pasadas/min), aplicando una carga de 705N sobre una muestra sumergida en agua a una temperatura que oscila entre los 25°C y 70°C, siendo 50°C la temperatura mayormente empleada. Dichas muestras pueden ser prismáticas (26cm x 32cm x 4cm, con un contenido de vacíos de 6% a 8% para mezclas densamente graduadas y 5% a 6% para mezclas tipo S.M.A, compactadas por amasado) ó cilíndricas (de 15.2 cm o 25.4 cm de diámetro, 6.2cm de espesor y densidad del 93%).

El ensayo se realiza hasta un número determinado de pasadas o hasta una deformación propuesta, lo que ocurra primero. Una vez finalizado el mismo se grafican los resultados en una curva de deformación en función del número de pasadas, y a partir de ésta se determinan los parámetros de evaluación: máximo ahuellamiento, pendiente de deformación o “creepslope” (susceptibilidad al ahuellamiento), pendiente de descubrimiento o strappingslope (deformación acumulada causada por daños por humedad) y punto de descubrimiento o “strippingpoint” (punto donde comienzan a notarse los cambios por humedad).

Existen otros ensayos derivados del de Hamburgo, como el SCRT o el ERSA, en donde se introducen pequeñas modificaciones en las distintas variables del ensayo (carga aplicada y velocidad de aplicación, tipo de muestra, condición húmeda o seca, contenido de vacíos, temperatura de ensayo), o del instrumental (dimensiones de probetas, aplicación de carga sobre manguera neumática).



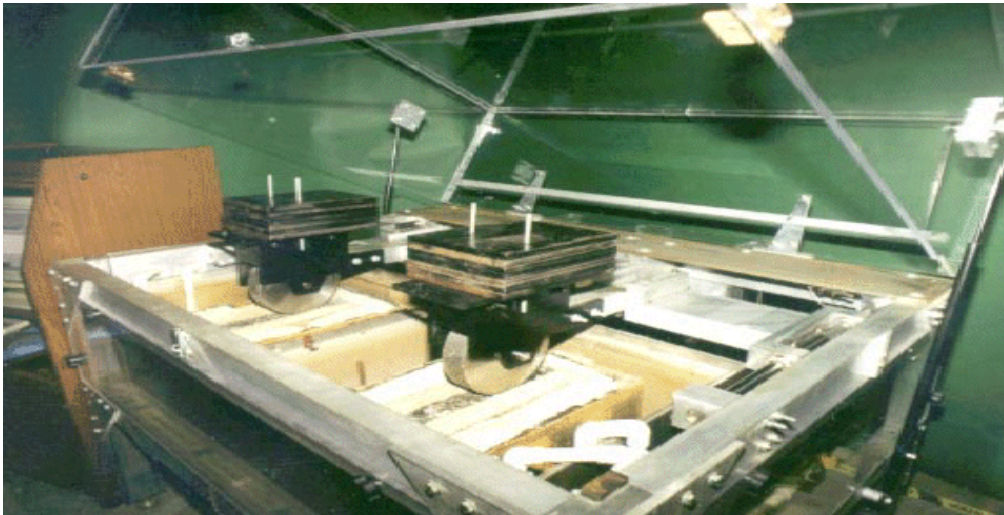


Figura 5.21: Máquina de ensayo ERSA

Fuente: Cooley A, Kandhal P.(2002). Paper: Evaluation of Permanent Deformation of Asphalt Mixtures Using Loaded Wheel Tester. National Center for Asphalt Technology Auburn University, Alabama (Ref. Bib. 23).

Otro ejemplo a considerar es el modelo realizado en el LEMIT (Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica) a partir del Wheel Tracking Test WTT, que había sido construido en 1962 siguiendo la norma británica.

El modelo de Hamburgo puede ser empleado para la evaluación de mezclas asfálticas aplicando un criterio de “pasa”/ “no pasa” en el diseño de las mismas, así como para la comparación con otros métodos de evaluación.

#### **d) Pista de Ensayo de Laboratorio según la Normativa Española e Inglesa**

Estos equipos de ensayos permiten determinar la resistencia a la deformación plástica de una mezcla bituminosa, tanto en los casos de proyectos de mezclas en el laboratorio como en el de testigos procedentes de pavimentos.

El ensayo consiste en someter una probeta de la mezcla bituminosa, al paso alternativo de una rueda metálica de 20 cm de diámetro, recubierta con 10 mm de caucho (dureza 80 Shore A), en condiciones determinadas de presión y temperatura, midiéndose periódicamente la profundidad de la deformación producida.

Las características particulares de cada uno de los ensayos normalizados se describen en el punto de comparación de normas.

Los resultados obtenidos, para una temperatura y una frecuencia de ensayo dada, manifiestan la deformación acumulada en el centro de la probeta, y la velocidad de deformación expresada en mm/min, para diferentes períodos de tiempo.



Figura 5.22: Máquina de ensayo de la Universidad de Cataluña

Fuente: Cooley A, Kandhal P.(2002). Paper: Evaluation of Permanent Deformation of Asphalt Mixtures Using Loaded Wheel Tester. National Center for Asphalt Technology Auburn University, Alabama (Ref. Bib. 23).

#### e) Purdue University Laboratory Wheel -Tracking Devi

Este ensayo de rueda cargada se desarrolló en la Universidad de Purdue y presenta similitud con el ensayo de Hamburgo, ya que permite determinar el ahuellamiento potencial y sensibilidad a la acción de la humedad. Aplica una presión de 620kPa sobre la muestra (de campo o laboratorio) con una velocidad de 33,2cm/seg a través de una rueda neumática inflada a una presión de 793kPa.

Las dimensiones de la probeta utilizada son de 50cm de longitud, 18cm de ancho y de 1 a 5 cm de espesor. Las muestras son rectangulares (29cm x 31cm) y su espesor es función del tipo de mezcla que se está ensayando: superficiales 3,8cm; mezclas de base 5,1cm y mezclas asfálticas gruesas para base 7,6cm. Se compactan por medios de compactación lineales con contenidos de vacíos entre 6% y 8% pudiendo ensayarse en condiciones húmedas o secas.



Figura 5.23: Máquina de ensayo, Purdue University Laboratory Wheel Tracking

Fuente: Cooley A, Kandhal P.(2002). Paper: Evaluation of Permanent Deformation of Asphalt Mixtures Using Loaded Wheel Tester. National Center for Asphalt Technology Auburn University, Alabama (Ref. Bib. 23).

El ensayo se realiza hasta los 20000 pasadas de ida y vuelta o hasta los 2cm de ahuellamiento. Finalizado, se procede a obtener el coeficiente de humedad definido como la relación entre el número de ciclos para los que se alcanza una huella de 1,27cm en condiciones secas y el correspondiente para condiciones húmedas (el valor 1.27cm define un límite entre buen y mal comportamiento frente a la humedad). Cabe destacar que en este ensayo puede adaptarse una rueda móvil con la cual simular un movimiento en sentido transversal en el ancho de la muestra.

#### f) French Wheel Tracker (FWT)

El FWT es un ensayo que permite prevenir daños por ahuellamiento en mezclas asfálticas en caliente. Con ese objetivo ha sido usado en Francia en los últimos 20 años y en la actualidad ha comenzado a utilizarse en los EE.UU.

La metodología de este aparato es similar a las ya descritas; una carga de 5000N es aplicada a una rueda neumática de 400 x 8 con una presión de inflado de 600kPa, a una velocidad de 194.44 cm/seg (67 ciclos/min).

Las dimensiones de la probeta utilizada son de 50cm de longitud, 18cm de ancho y de 1 a 5 cm de espesor. Cabe destacar que esta máquina permite el ensayo de 2 probetas simultáneamente. Las mismas pueden corresponderse con la base o la superficie de rodadura, para lo cual varían las temperaturas de ensayo: 50°C y 60°C, respectivamente.

Finalizado el ensayo se calcula la deformación, definida como la media de 15 mediciones de profundidad de huella medidas en 5 hileras paralelas al largo y 3 distribuidas a lo largo del ancho la muestra, se expresa como un porcentaje del espesor original de la muestra.

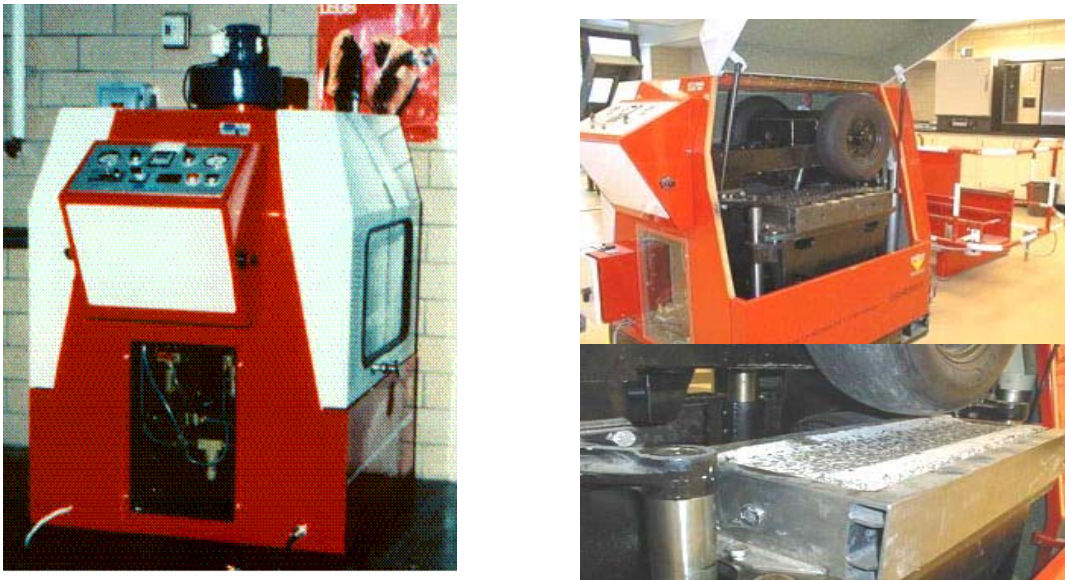


Figura 5.24: Máquina FWT, interior y detalle de la probeta

Fuente: Cooley A, Kandhal P.(2002). Paper: Evaluation of Permanent Deformation of Asphalt Mixtures Using Loaded Wheel Tester. National Center for Asphalt Technology Auburn University, Alabama (Ref. Bib. 23).

### g) Model Mobile Load Simulator (MMLS3)

El MMLS3, desarrollado en Sudáfrica, es un simulador de carga móvil con una escala 1/3 respecto al real. Se aplica a la evaluación de muestras de mezclas asfálticas en caliente producidas en laboratorio o in situ. Las mismas tienen dimensiones 120cm x 24 cm; son ensayadas húmedas y secas.

Las características del ensayo son similares a las del simulador a escala real, en este caso la carga, aplicada por una única rueda neumática, inflada a una presión de 800kPa que genera una presión de contacto sobre la muestra de 690kPa, es de 2.1KN (aproximadamente 1/9 de la real dada por una doble rueda) y se mueve a una velocidad de 7200 pasadas/hora. Las dimensiones de la rueda son 30cm de diámetro y 8 cm de ancho. La temperatura aplicada varía según la condición del ensayo: 50°C y 60°C para condición seca y 30°C para condición húmeda. Puede incorporarse una rueda móvil que simule el movimiento transversal de la misma.

Los valores medidos en el ensayo son los de profundidad de huella en los perfiles transversales, los cuales se utilizan para determinar el Módulo por Análisis Sísmico de onda de Superficie (Seismic Análisis of Surface Wavesmoduli), el cual permite evaluar el ahuellamiento o daños producidos por agrietamiento o humedad.

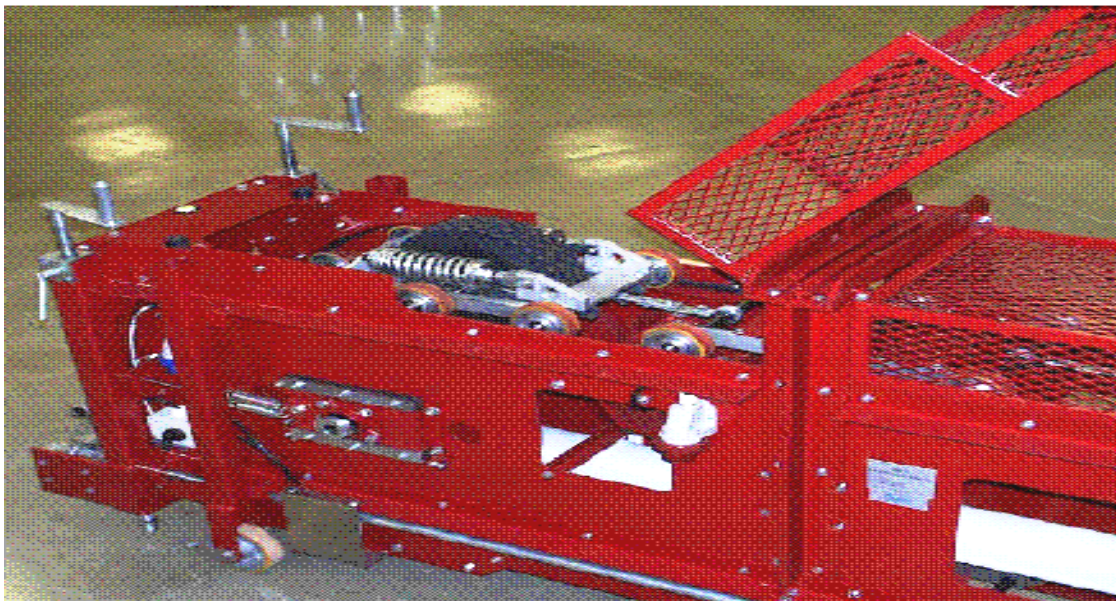


Figura 5.25: Equipo MMLS3

Fuente: Cooley A, Kandhal P.(2002). Paper: Evaluation of Permanent Deformation of Asphalt Mixtures Using Loaded Wheel Tester. National Center for Asphalt Technology Auburn University, Alabama (Ref. Bib. 23).

En la siguiente tabla se muestran las principales características de los equipos más usados y los que siguen las normativas europeas, española y británica.

	LCPC	Hamburgo	Georgia	GB (BS)	BS EN (CEN)	ESPAÑA (NLT)
Carga de la rueda (N)	5000	705	700	520	Variable	-
Presión sobre la probeta (kPa)	600	1.5	700	-	Variable	900
Frecuencia de carga (Ciclos por minuto)	60	53	45	21	26	21
Tipo de rueda	Rueda Neumática	Rueda de Acero	Rueda de Caucho	Rueda de Caucho	Rueda de Caucho y Neumática	Rueda de Caucho
Medio del Ensayo	Aire	Agua	Aire	Aire	Aire	Aire
Masa de la probeta (kg)	20	10	5	Variable	Variable	Variable
Espesor de la probeta (mm)	100	Variable	75	35-55	Variable	51
Temperatura del Ensayo (°C)	60	50	40	45-60	Variable	60
Máxima deformación permitida	10 mm	4 mm	7 mm	15 mm	Variable	-

Tabla 5.7: Tipos de equipos usados en diferentes países

Fuente: Cooley A, Kandhal P (2002). Paper: Evaluation of Permanent Deformation of Asphalt Mixtures Using Loaded Wheel Tester. National Center for Asphalt Technology Auburn University, Alabama (Ref. Bib. 23).

### Equipos de ensayos del tipo LWT en la Argentina

El desarrollo de los equipos de ensayo del tipo Load Wheel Test en la república Argentina data de los últimos 5 años. En los laboratorios del LEMIT, en la ciudad de La Plata, se encuentran disponibles un Hamburgo Wheel-Tracking y un equipo de pista de rueda cargada de laboratorio. El primero de los equipos es la adaptación del conocido como Wheel Tracking Test (WTT). Este equipo desarrollado por el Road Research Laboratory de Inglaterra, guarda cierta similitud con el aparato de Hamburgo, por lo que el grupo de investigaciones viales del Lemit decide adecuarlo a las actuales exigencias de este aparato. El segundo equipo de rueda cargada responde a la normativa británica y la compactación de las probetas se realiza en forma dinámica, a través de un martillo neumático.



Figura 5.26: Hamburgo wheel-tracking

Fuente: Cooley A, Kandhal P.(2002). Paper: Evaluation of Permanent Deformation of Asphalt Mixtures Using Loaded Wheel Tester. National Center for Asphalt Technology Auburn University, Alabama (Ref. Bib. 23).

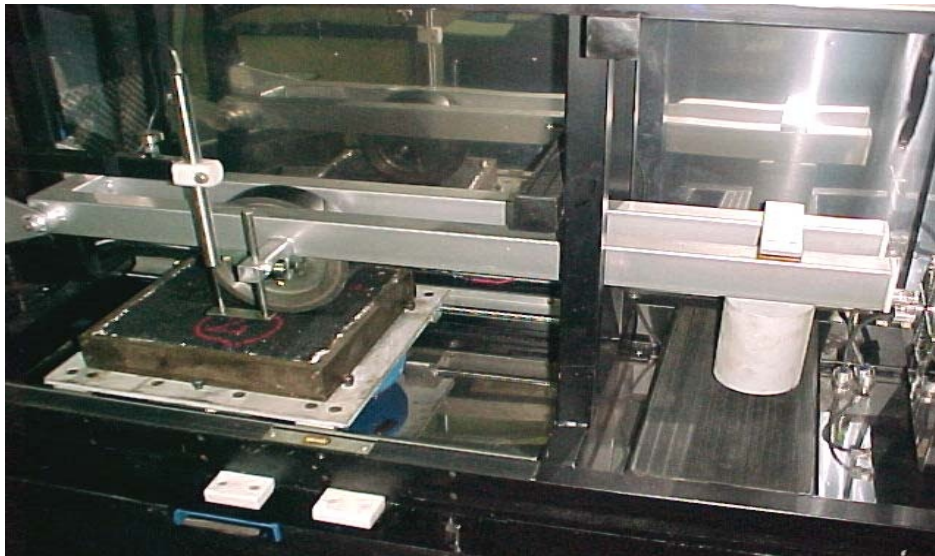


Figura 5.27: Ensayo de Rueda cargada de LEMIT

Fuente: Cooley A, Kandhal P.(2002). Paper: Evaluation of Permanent Deformation of Asphalt Mixtures Using Loaded Wheel Tester. National Center for Asphalt Technology Auburn University, Alabama (Ref. Bib. 23).

YPF cuenta con un equipo de rueda cargada (Cooper) similar al del LEMIT, pero las probetas son compactadas por amasado mediante un arco de cilindro metálico cargado, que simula la compactación de un rodillo liso.



Figura 5.28: Ensayo de Rueda cargada de YPF

Fuente: Cooley A, Kandhal P.(2002). Paper: Evaluation of Permanent Deformation of Asphalt Mixtures Using Loaded Wheel Tester. National Center for Asphalt Technology Auburn University, Alabama (Ref. Bib. 23).



Figura 5.29: Equipo de compactación por amasado de YPF

Fuente: Cooley A, Kandhal P.(2002). Paper: Evaluation of Permanent Deformation of Asphalt Mixtures Using Loaded Wheel Tester. National Center for Asphalt Technology Auburn University, Alabama (Ref. Bib. 23).

### 5.3.2 Medidor de Ahuellamiento de Rueda Cargada: MARC - PERÚ

También en el Perú, ante la necesidad de asegurar un mejor comportamiento de las mezclas asfálticas a través de ensayos de laboratorio que de alguna forma permitan predecir la respuesta del pavimento ante la presencia de las cargas generadas por los vehículos, en el año 2007 se implementa el MARC - PERÚ.

Este equipo se introduce en el Perú como resultado del desarrollo de la tesis para optar el grado de Maestro en Ciencias con Mención en Ingeniería de Transportes del Ingeniero Civil Orlando Huauya Tomaylla, quien en el año 2007 sustentó la tesis “Desarrollo e Implementación de un Equipo Medidor de Ahuellamiento en Mezclas Asfálticas”, la misma que fue asesorada por el Dr. Ing. Carlos Chang Albitres y sustentada en la Sección de Postgrado de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería.

Tal como lo establece el autor de este trabajo, este equipo debe permitir medir la resistencia de las mezclas asfálticas en caliente al ahuellamiento, y posteriormente analizar el comportamiento de esta resistencia de las mezclas ante variaciones de sus componentes. Los resultados obtenidos con este equipo demostraron que efectivamente el Ensayo Marshall no es suficiente para caracterizar el comportamiento de las mezclas asfálticas respecto a su resistencia a la deformación permanente o ahuellamiento.

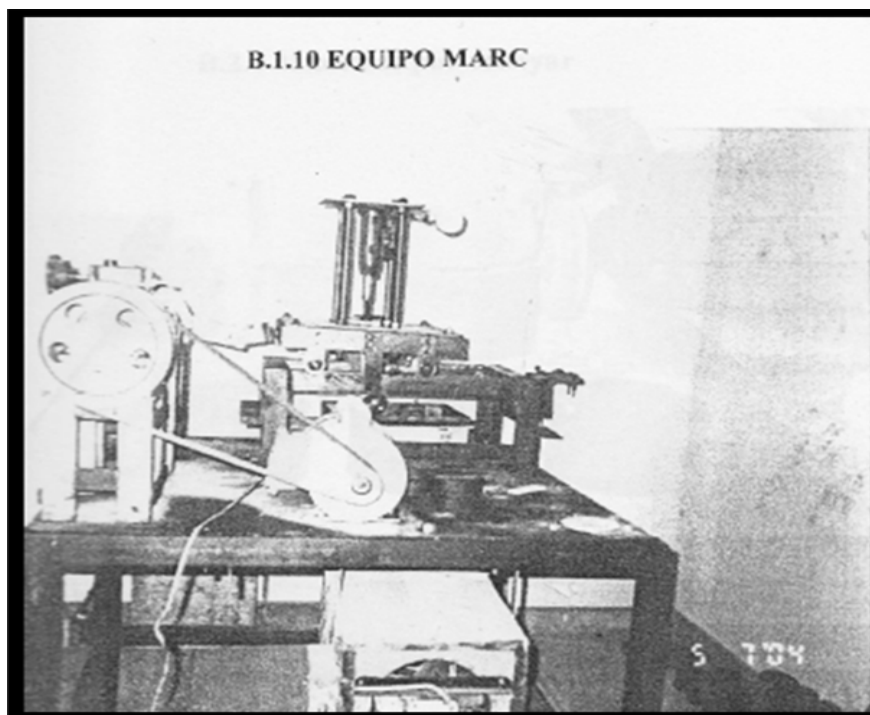


Figura N° 5.30: Equipo MARC Completo

Fuente: Huauya O, Chang C (2007). Tesis de Grado: Evaluación del Riesgo Potencial de Ahuellamiento en Mezclas Asfálticas Utilizando el Equipo MARC”. FIC.UNI, Perú (Ref. Bib.8).

Asimismo se pudo comprobar que de los parámetros de la mezcla asfáltica, es el contenido de vacíos el que tuvo significativa influencia en la tendencia de la mezcla al ahuellamiento, y que además el equipo MARC puede medir con mucha mayor claridad la influencia de algunos parámetros como pequeñas variaciones en la granulometría y textura de los agregados, que no lo puede hacer el equipo Marshall; comprobando que este equipo no es suficiente para una adecuada toma de decisión del diseño a elegir, y muestra que el equipo MARC lo complementará adecuadamente en la elección del tipo



de mezcla apropiada, constituyendo una valiosa herramienta en el diseño de mezclas asfálticas en caliente.

#### **5.4 Recomendaciones de la MEPDG para deformación permanente (ahuellamiento)**

Como bien es sabido desde el año 2002 existe la Metodología Empírico-Mecanicista para el Diseño Estructural de Pavimentos (MEPDG), a través de la llamada GUIA AASHTO 2002, la que a través de los años se ha venido perfeccionando a fin que se pueda aplicar en los diferentes países en busca de la mejora en el diseño de los pavimentos.

El presente trabajo por recomendación del Dr. Ing. Carlos Chang Albitres, reconocido profesional en la especialidad de los pavimentos y asesor de la presente tesis de grado, incluye en el presente trabajo algunas consideraciones de esta guía en lo que corresponde a las predicciones de los ahuellamientos que como sabemos es una forma de deformación permanente, tema en estudio.

Como antecedentes de esta guía se puede decir que combina aspectos tanto empíricos como mecanicistas. Los componentes mecanicistas permiten determinar la respuesta del pavimento ante situaciones “críticas” de cargas y clima, utilizando modelos matemáticos. Los componentes empíricos relacionan respuesta del pavimento con indicadores observados de comportamiento (deterioros e IRI); límites aceptables y confiabilidad son definidos individualmente para cada indicador.

Es así que según el procedimiento MEPDG, mecanísticamente calcula la respuesta del pavimento (tensiones, deformaciones y deflexiones) asociadas a cargas de tránsito, y condiciones ambientales, acumula “daño” producido durante el período de diseño. Empíricamente, relaciona el daño en el tiempo con deterioros típicos, a través de modelos de regresión, como son fisuras, ahuellamiento e IRI en asfalto; agrietamiento, escalonamiento e IRI en concreto con juntas y “Punchouts” (Roturas), ancho de grietas e IRI en concreto continuamente reforzado.

Dentro de las múltiples investigaciones efectuadas por el Dr. Carlos Chang, se tiene el trabajo “Implementación de la Guía de Diseño Mecánico de Pavimentos NCHRP 1-37a en Texas”, conjuntamente con Thomas J. Freeman, del que respecto a la deformación permanente se destaca lo siguiente:

1) Los modelos de respuesta del comportamiento del pavimento usados por la guía de diseño se basan en las características propias del pavimento y modelos representados a través de funciones de transferencia que evalúan la estructura con respecto a la ocurrencia de ciertos tipo de fallas. Estos modelos se utilizan para predecir estados de esfuerzo - deformación en las diferentes capas que componen el pavimento debido a la acción de cargas de tráfico y condiciones medio-ambientales. Para calibrar estos modelos se requiere conocer las propiedades de los materiales, las características estructurales del pavimento, información del tráfico, condición ambiental, y datos verificados en campo sobre el comportamiento-respuesta del pavimento. Estos datos deben ser representativos de las condiciones locales de cada región en donde se construirá la estructura de pavimento. Por lo tanto, la calibración y validación de los modelos de comportamiento es crítica para un diseño exitoso. Los modelos de

comportamiento estructural involucran fundamentalmente falla por fatiga y falla por ahuellamiento.

2) Las condiciones medio-ambientales tienen un efecto muy importante en el comportamiento del pavimento. Estas condiciones afectan las propiedades mecánicas de los materiales y, por sí mismos originan esfuerzos de tensión-deformación conduciendo a falla del pavimento. La guía de diseño NCHRP 1-37A constituye el primer esfuerzo por considerar en el análisis del pavimento los efectos medio-ambientales de una manera mecánica.

3) Un análisis de sensibilidad fue realizado para identificar las variables que tienen mayor influencia en los distintos tipos de falla de pavimento, como por ejemplo piel de cocodrilo, ahuellamiento, y fisuras longitudinales. La Figura muestra una comparación del ahuellamiento predicho por modelos mecánicos y ahuellamientos medidos en campo

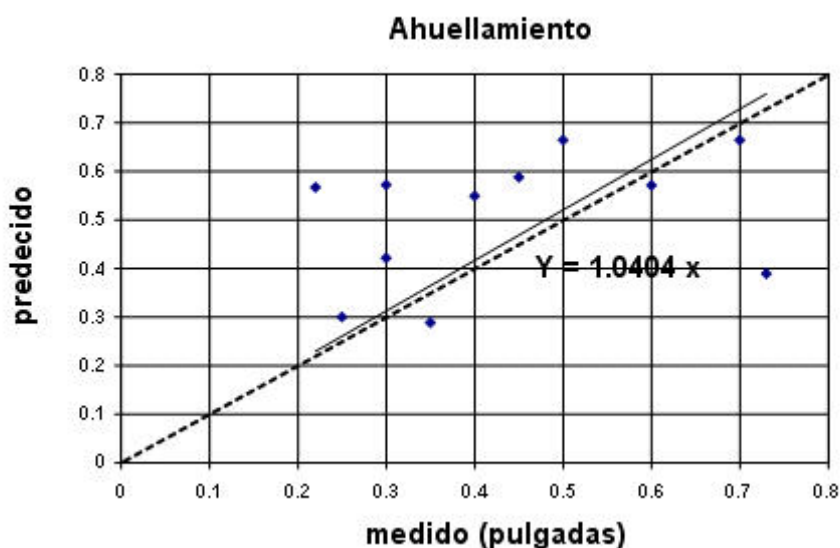


Figura 5.31: Ahuellamiento predicho por los Modelos Mecánicos versus Mediciones de Campo.

Fuente: Chang C, Freeman T (2007). Implementación de la Guía de Diseño Mecánico de Pavimentos NCHRP 1-37A en Texas. EEUU (Ref. Bib.7)

4) El análisis de sensibilidad indica que las propiedades de las capas del asfalto tienen comparativamente una mayor influencia en la respuesta de la estructura del pavimento que las otras capas. Características como el módulo de resiliencia y la gradación del agregado son de gran influencia en la respuesta estructural del pavimento.

De igual forma es una referencia interesante en el desarrollo del tema el trabajo realizado en Argentina por los ingenieros Oscar V. Cordo y Marcelo Bustos; ya que presentan un Modelo de Deterioro utilizado para pavimentos asfálticos, y que de alguna manera puede servir como indicativo para respuestas similares que se puedan dar en el Perú.

Formulas a utilizar para Ahuellamiento:

$$\left( \frac{\epsilon_p}{\epsilon_r} \right) = \beta_{r1} 10^{-3.4488 T^{1.5606\beta_{r2}}} N^{0.1791\beta_{r3}} \quad (5.4)$$

Dónde:

$\epsilon_p$  = deformación específica plástica

$\epsilon_r$  = deformación específica resiliente

T = temperatura de la capa (°F)

N = número de repeticiones de cargas

$\beta_{r1}$ ,  $\beta_{r2}$ ,  $\beta_{r3}$  = factores de calibración, iguales a 1 en principio.

2) Para Ahuellamiento en capa no ligada

$$\delta_a(N) = K_1 \beta_{s1} \epsilon_v h \left( \frac{\epsilon_o}{\epsilon_r} \right) \left[ e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \right] \quad (5.5)$$

Dónde:

$\delta_a$  = deformación permanente de la capa.

N = número de repeticiones de carga.

$K_1$  = 1,673 para capa granular

$K_1$  = 1,35 para suelos finos

$\epsilon_v$  = deformación vertical específica media.

h = espesor de la capa (pulg)

$\epsilon_o$ ,  $\beta$ ,  $\rho$  = propiedades de los materiales

$\epsilon_r$  = deformación específica resiliente.

$\beta_{s1}$  = factor de calibración

3) Gráfico de evolución del ahuellamiento a lo largo del tiempo

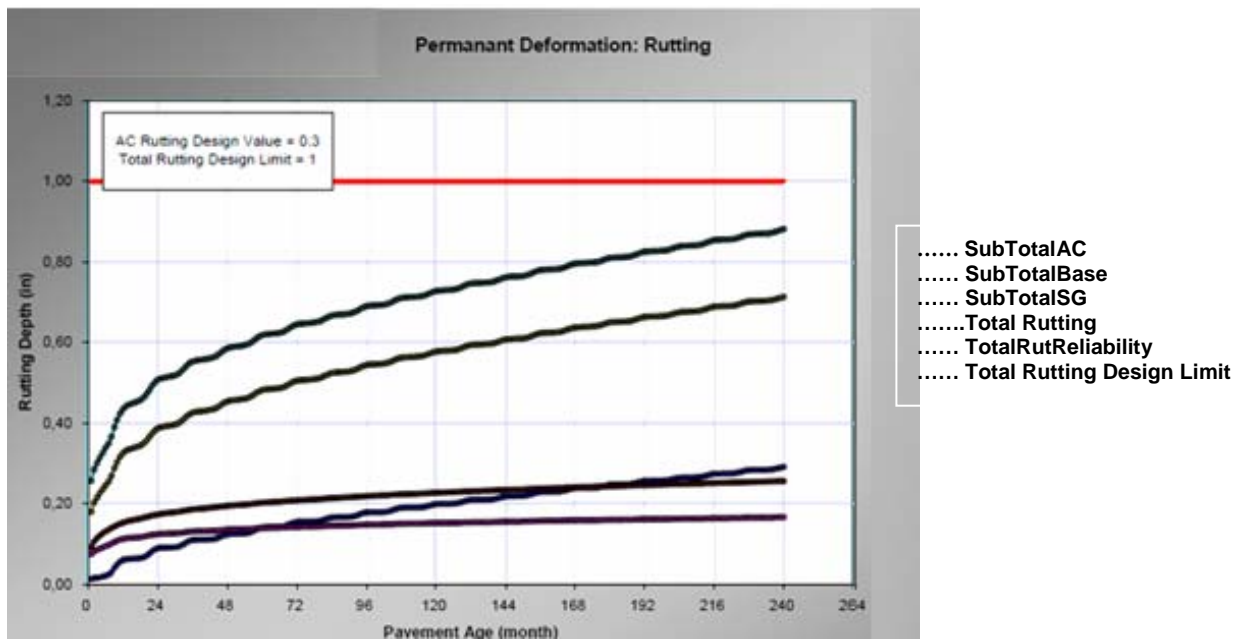


Figura5.32: Clima seco sin congelamiento. Obsérvese el fuerte incremento del ahuellamiento en los primeros tiempos. Asfalto Pen 40-50.

Fuente: Cordo O, Bustos M (2008). Artículo: Metodología Empírico Mecánica para el Diseño Estructural de Pavimentos (MEPDG). Experiencias de Calibración. Argentina (Ref Bib. 6).

## **CAPÍTULO VI: INFLUENCIA DE LA GRADACIÓN DE LOS AGREGADOS EN LA DEFORMACIÓN PERMANENTE**

### **6.1 Introducción**

Existe suficiente evidencia que indica que las granulometrías densas son las deseables en la elaboración de las mezclas asfálticas debido a que mitigan los efectos de los ahuellamientos. Cuando las mezclas asfálticas densas o de granulometrías continuas, se compactan propiamente se logran mezclas con menor porcentaje de vacíos y con mayores puntos de contacto entre las partículas que las mezclas de granulometría abierta.

Se ha determinado que las mezclas abiertas o de granulometría discontinua exhiben una mayor susceptibilidad a las deformaciones plásticas y son aún más vulnerables a temperaturas altas, que las mezclas densas o elaboradas con granulometrías continuas.

En un estudio realizado sobre el efecto de la variación de la granulometría en la generación de deformaciones permanentes de un pavimento asfáltico; se utilizó información de pruebas de fluencia para examinar los efectos de la vida relativa en términos del desarrollo de las huellas. Para llevar a cabo comparaciones se tomó como base una mezcla de trabajo que consiste en material que pasa la malla No. 4 y se retiene en la No. 10 de ASTM; la mezcla está compuesta de 18% de agregado granular, 37% de arena granular y 47% de arena fina. Estos porcentajes se utilizaron también para los demás variaciones de granulometrías (fina, granular, fina-granular, y granular-fina).

Los resultados mostraron que las granulometrías finas y granulares experimentaron profundidades de huellas de 7% a 10% mayores a las obtenidas para la mezcla de trabajo, mientras que las variaciones de granulometrías fina-granular y granular-fina, experimentaron profundidades de 13% a 19% mayores.

También se analizó el efecto de los tipos de agregado sobre la generación de deformaciones permanentes en mezclas asfálticas. Para dicho estudio se utilizaron dos tipos de agregados: granulometría con bajo contenido de finos (2.5%) y granulometría con contenido normal de finos (5.5%); la granulometría con contenido normal de finos tiene un tamaño máximo de agregados de 1". La granulometría con bajo contenido de finos es esencialmente la misma, con la variación del 3% en el contenido de finos. El efecto significativo en la deformación cortante permanente generado por la reducción en el contenido de finos en un 3% resultó sorprendente. Para el contenido bajo de finos se obtuvo un número de repeticiones promedio de 66,476, mientras que para el contenido normal de finos se presentó un valor promedio de 13,886, con lo que existe una diferencia del 131%.

### **6.2 Forma, Tamaño y Textura de los Agregados Pétreos**

Para una buena resistencia a las deformaciones permanentes, la textura de la superficie del agregado juega un papel extremadamente importante. Particularmente en espesores

gruesos de capas de asfalto y en climas calientes o en donde se requiera textura superficial rugosa; la forma de la partícula es muy importante. Mezclas asfálticas elaboradas con agregados angulares son menos susceptibles a las deformaciones plásticas que las mezclas asfálticas elaboradas con materiales con caras lisas o de canto rodado procedentes de río, sin triturar; el efecto de la trituración en la textura superficial no fue definido, debido a que es muy difícil separar los efectos de la textura superficial y los de la forma, debido a las caras de fractura.

Asimismo ensayos laboratorio de deformación creep, permitieron encontrar que para las mismas curvas granulométricas, las estabilidades mayores de las mezclas se lograron con agregados pétreos procedentes de trituración y las que menos estabilidad presentaron fueron las que tenían agregados con caras más redondeadas.

Una composición intermedia, la cual solo tiene la fracción de arena triturada, funciona o se comporta aún mejor que la que la formulación en la cual sólo el agregado grande fue triturado. Con esto se indica que el contacto entre partículas es más importante y significativo que el grado de trituración. Cuando se aumentan las presiones de inflado de los neumáticos, las cargas axiales y las repeticiones de carga, se tiende a emplear mezclas asfálticas con piedras de mayor tamaño.

Se ha determinado que pavimentos asfálticos elaborados con asfaltos suaves, granulometrías con tamaños de piedra de 1.5 pulgadas o mayores, y bajo porcentaje de vacíos, presentan una importante resistencia a las deformaciones plásticas permanentes. Un cambio en la forma, tamaño y textura superficial de los agregados, genera a su vez una variación en la resistencia al ahuellamiento. Así pues, el cambio de una forma redondeada a una angular, incrementa la resistencia de los pavimentos a la generación de ahuellamientos. Lo mismo sucede cuando se presenta un cambio de una textura suave a una rugosa, y cuando se incrementa el tamaño máximo de los agregados.

El esqueleto mineral contribuye a la componente elástica del material; su forma y textura influye en las propiedades elásticas de las mezclas asfálticas, así como la compactación, ya que un esqueleto mineral bien compactado tiene un mayor comportamiento elástico.

### **6.3 Contenido de Polvo Mineral (filler) en la Mezcla**

El polvo mineral junto con el ligante forma una masa asfáltica o mástico cuya calidad tiene una importancia fundamental en el comportamiento reológico, impermeabilidad y durabilidad de la mezcla asfáltica. Los factores que intervienen para conseguir un buen mastico son diversos:

a) La relación polvo mineral / asfalto de manera que cuanto más alta es ésta relación, más elevada es la viscosidad de masa y más rígida es la mezcla.

b) La finura del polvo mineral y su afinidad por el agua. Estos dos factores están relacionados en muchos casos, pero también pueden ser bastante independientes. Cuando el polvo mineral tiene afinidad por el agua puede producirse una degradación en el tiempo, de la estructura íntima de la mezcla que se pondría de manifiesto por una menor estabilidad, con riesgo de deformaciones inesperadas; y por una clara caída de la resistencia conservada en ensayo de inmersión - compresión. Con éste ensayo puede

detectarse con aceptable precisión el riesgo de degradación de la mezcla por la acción del agua sobre sus componentes minerales más finos. El riesgo de sensibilidad al agua del mortero de la mezcla puede deberse no solamente a la naturaleza del polvo mineral sino también a ciertas composiciones químicas de algunos asfaltos.

El polvo mineral tiene un papel fundamental en el comportamiento de las mezclas asfálticas por su elevada superficie específica, en función de su naturaleza, finura, actividad y proporción en la que entra a formar parte de la mezcla. Puede ser el contenido en los áridos procedente de la trituración de los mismos, un producto comercial de naturaleza pulverulenta como el cemento o la ceniza volante procedente de central térmica o un polvo en general calizo especialmente preparado para este fin.

El polvo mineral o filler forma parte del esqueleto mineral y por lo tanto soporta las tensiones por rozamiento interno o por contacto entre las partículas, además cumple con las siguientes funciones:

- Rellena los vacíos del esqueleto de agregados gruesos y finos, por lo tanto impermeabiliza y densifica el esqueleto. Sustituye parte del asfalto o betún que de otra manera sería necesario para conseguir unos huecos en mezcla suficientemente bajos.
- Proporciona puntos de contacto entre agregados de mayor tamaño y los encaja limitando sus, movimientos, aumentando así la estabilidad del conjunto.
- Facilita la compactación, actuando a modo de rodamiento entre los áridos más gruesos.
- Hace la mezcla más trabajable al envolver los áridos gruesos y evitar su segregación.

Las especificaciones suelen dar recomendaciones sobre si el polvo mineral de las mezclas asfálticas puede ser el propio de los agregados si es una calidad adecuada y suficiente a la requerida o debe ser necesariamente, en todo o en parte, de aportación; en cualquier caso, sea cual sea, debe tratarse de un material no plástico. En otras unidades de obra diferentes de las mezclas, esta fracción no se suele considerar separadamente del resto del árido fino y, por supuesto, es de la misma naturaleza.

#### **6.4 Contenido de Vacíos en el Agregado Mineral**

Está demostrado que la buena resistencia a la deformación plástica de las mezclas requieren bajo contenido de vacíos en el agregado mineral (VMA) y que la granulometría deseada para mínimos contenidos de VMA puede ser determinada usando ensayos a agregados secos. Sin embargo se debe tener precaución que contenga la mezcla el mínimo contenido de vacíos teórico en el agregado mineral. Pudiera ser no deseable que no hubiera suficientes vacíos en el agregado mineral, con esto se asegura que la cantidad de ligante asfáltico sea satisfactoria.

Se ha observado que el efecto de los vacíos en el agregado mineral (VAM) sobre el potencial de generación de ahuellamiento en las mezclas asfálticas, utilizando el analizador de pavimentos asfálticos APA sobre mezclas que contienen distintos tipos de agregados (calizas, granitos, entre otras), el efecto de este factor está asociado con el espesor de la capa asfáltica. Un incremento en los vacíos y en el espesor de la capa de

mezcla asfáltica causa un incremento en las deformaciones permanentes para mezclas de granito y caliza, mientras que causa un decremento en las deformaciones de mezclas que contienen agregados de gran tamaño.

## 6.5. Factores que Influyen en la Resistencia a la Deformación Permanente.

### 6.5.1 Influencia de la historia de esfuerzo

Cuando la carga cíclica se aumenta gradualmente sobre un material granular la deformación es mucho más pequeña que cuando se aplica directamente la carga más grande. Es decir, cargas previas sobre estos materiales causan una reducción significativa de la deformación vertical experimentada bajo carga subsiguiente y por lo tanto, la máxima carga cíclica aplicada controla la futura magnitud de la deformación permanente (figura 6.1).

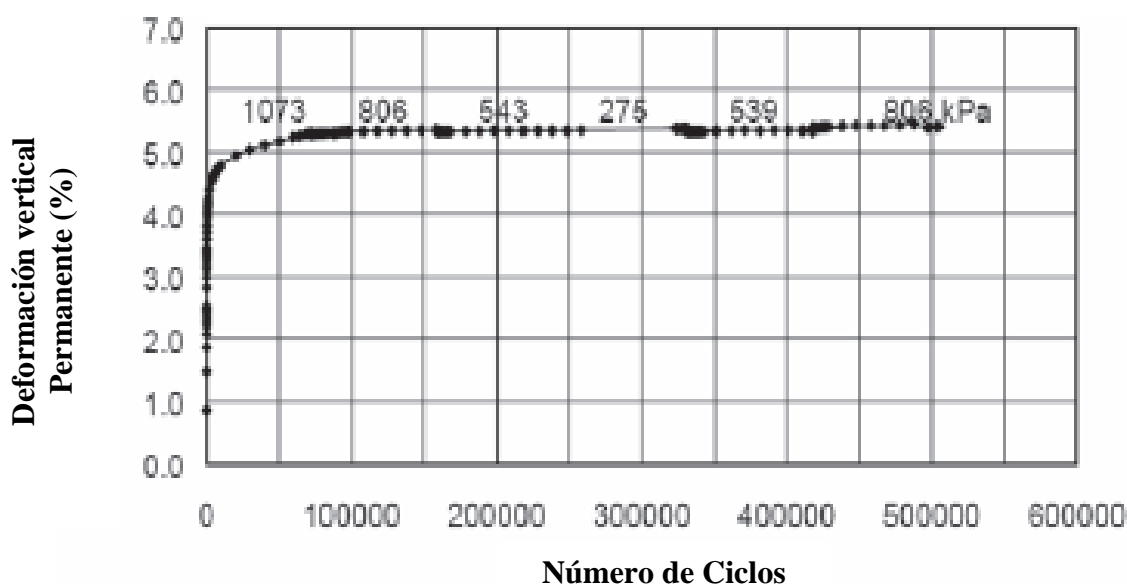


Figura 6.1: Influencia de la historia de esfuerzos

Fuente: Rondón H, Reyes F (2009). Artículo: Deformación Permanente de Materiales Granulares en Pavimentos Flexibles: Estado del Conocimiento. Revista Ingenierías Universidad de Medellín. Colombia (Ref. Bib. 11).

### 6.5.2 Influencia del contenido de agua.

Existe un contenido de agua que es beneficioso para elevar la resistencia a la deformación permanente. Incrementos adicionales a este contenido óptimo de agua generan en el material un aumento del grado de saturación, acompañado por elevación de la presión de poros y disminución de los esfuerzos efectivos, lo que induce pérdida de la rigidez y de la resistencia a la deformación permanente.

Asimismo se han realizado ensayos triaxiales cíclicos sobre un material tipo macadán y una grava-arena. En el macadán se observó que un aumento en el contenido de agua de 3.1% a 5.7% genera un incremento del 300% en la deformación permanente. De manera similar un incremento del 200% de la deformación cuando se incrementó en la grava-arena el contenido de agua de 3.0% a 6.6%.



En ensayos triaxiales cíclicos en condiciones drenadas y no drenadas, se ha observado, para un nivel de esfuerzo desviador de 140 kPa y presión de cámara de 70 kPa, que la deformación permanente se equilibró al 1% de deformación cuando la condición fue drenada, y para el caso no drenado no se observó equilibrio cuando el ensayo había terminado en el 6% de deformación.

Ensayos basados sobre pistas de prueba en Sudáfrica y empleando 4 materiales granulares distintos (G1, G2, G3, G4), reportan que la tasa de deformación permanente incrementa en el tiempo cuando es permitido el ingreso del agua a la capa granular en un pavimento y no es posible su drenaje. En un paso posterior se permitió de nuevo el drenaje en la capa granular y el material disminuyó su tasa de deformación hasta alcanzar una fase de equilibrio, como se presenta en la figura 6.2

La figura 6.3 presenta los resultados de la evolución de la deformación permanente con el número de ciclos, para cada una de las capas de un pavimento ensayado in situ. La estructura ensayada consistía de 1.5 cm de capa asfáltica soportada por dos capas granulares (base y sub-base) de 20 cm de espesor cada una.

Durante los primeros  $3.3 \times 10^5$  ciclos de carga no existía agua en la capa granular, luego se detuvo el ensayo y se aumentó la tabla de agua que se elevó 30 cm por debajo de la subrasante. En la figura se puede observar que después de que la tabla de agua se elevó, la deformación permanente también incrementó.

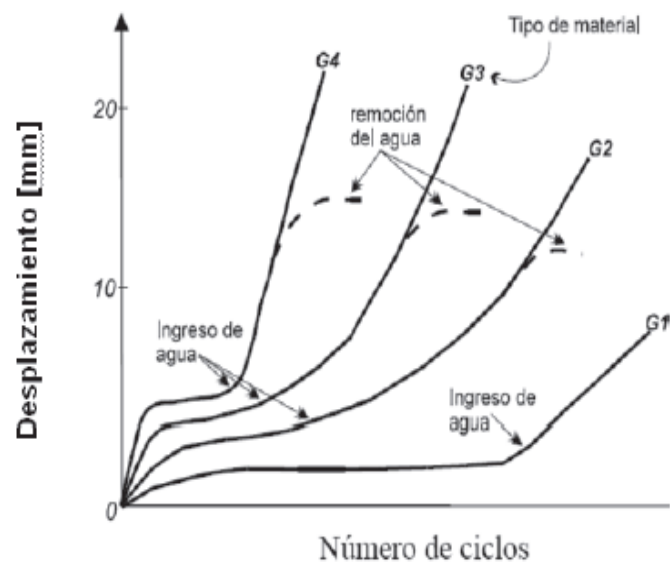


Figura 6.2: Influencia de las condiciones de drenaje sobre la deformación vertical permanente.

Fuente: Rondón H, Reyes F (2009). Artículo: Deformación Permanente de Materiales Granulares en Pavimentos Flexibles: Estado del Conocimiento. Revista Ingenierías Universidad de Medellín. Colombia (Ref. Bib. 11).

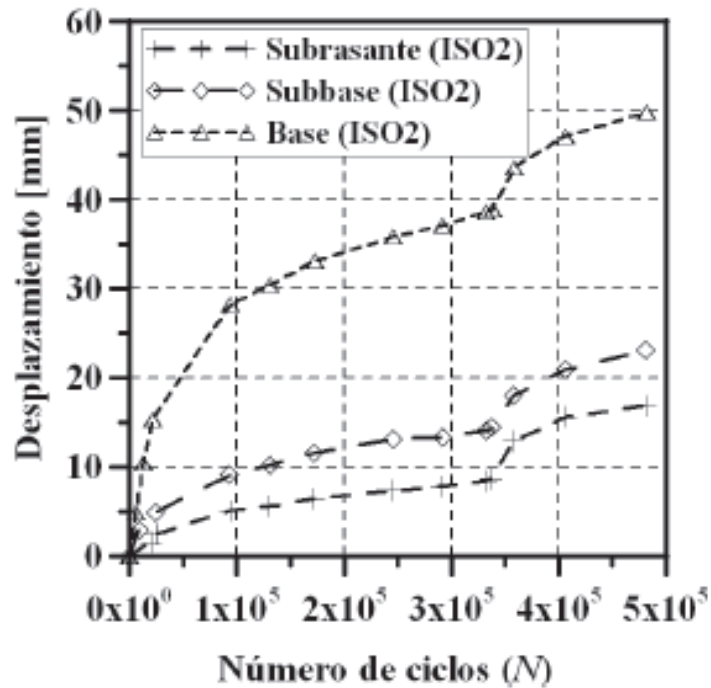


Figura 6.3: Efecto de la elevación del nivel freático sobre la deformación vertical permanente.

Fuente: Rondón H, Reyes F (2009). Artículo: Deformación Permanente de Materiales Granulares en Pavimentos Flexibles: Estado del Conocimiento. Revista Ingenierías Universidad de Medellín. Colombia (Ref. Bib. 11).

También se ha verificado que adiciones progresivas de agua al material granular generan un incremento considerable en la deformación permanente, y observado que este efecto es ligeramente mayor cuando el contenido de finos es más alto. Realizando ensayos triaxiales cíclicos sobre una arena, se ha reportado que la deformación permanente que experimentó el material, cuando el grado de saturación era del 80%, fue 3 veces mayor que cuando el grado de saturación era del 55%). Basados en estudios de deformación permanente sobre tres materiales granulares distintos, se determinó que eran muy sensitivos con la variación en el contenido de agua, y la acumulación de la deformación vertical permanente fue mayor cuando la humedad se acercaba al valor óptimo del ensayo Proctor. Así, un aumento en el contenido de agua genera un incremento notable en la deformación permanente vertical. Además, se demuestra que el grado de saturación influye en el valor del esfuerzo para el cual la deformación tiende a un valor estable (deformaciones resilientes casi en su totalidad).

Estudios recientes llevados a cabo con “Ensayos a pequeña escala” donde se fabrican especímenes para simular las capas de subrasante y base granular en un pavimento (empleando tubos de polietileno de 36” de diámetro) han demostrado que materiales granulares empleados para conformar capas de base experimentan un incremento considerable en la deformación, si se encuentran bajo condición saturada.

### 6.5.3 Influencia de la densidad

En general, la reducción en la densidad de un material granular genera disminución de la resistencia a la deformación permanente. Un ejemplo de la influencia de la densidad

sobre la acumulación de la deformación vertical permanente en materiales granulares se presenta en la figura 6.4

En 1989, 4 laboratorios de investigación (Laboratório Nacional de Engenharia Civil-LNEC, University of Nottingham - UNOT, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées-LCPC y Delft University of Technology - DUT) realizaron ensayos triaxiales cíclicos sobre un material granular, uno de los fines del estudio era comparar el funcionamiento de los equipos triaxiales. Los ensayos en los 4 laboratorios utilizaron la misma granulometría, contenido de agua y trayectorias de esfuerzos. Los resultados de deformación permanente fueron distintos en los 4 laboratorios (figura 6.5) y esta diferenciase debió principalmente a que los laboratorios empleaban diferentes métodos de compactación de las muestras.

Se ha encontrado que un aumento en la densidad del material genera un aumento en la resistencia a la deformación permanente, pero esta influencia es pequeña para el caso del rango de densidades encontradas en pavimentos (95-100% de la densidad máxima seca del Proctor modificado). En una pista de ensayo que después de 6 meses de aplicaciones de carga el desplazamiento vertical fue de 11.3 mm en una zona de baja compactación de la capa granular (97% del valor óptimo de densidad seca del ensayo proctor), y de 3.8 mm en una zona de alta compactación (100% del valor óptimo de densidad seca).

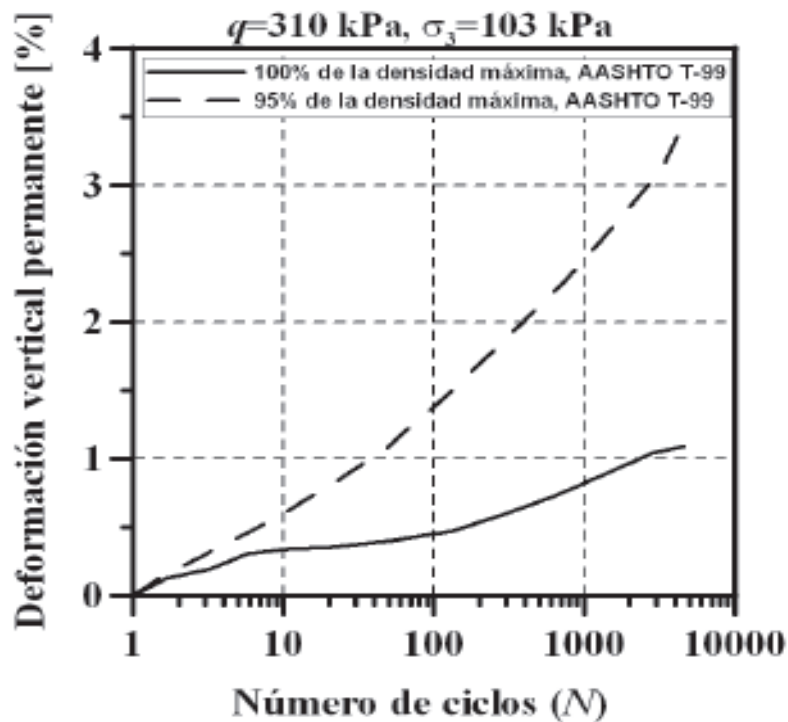


Figura 6.4: Efecto de la densidad sobre la acumulación de la deformación vertical permanente.

Fuente: Rondón H, Reyes F (2009). Artículo: Deformación Permanente de Materiales Granulares en Pavimentos Flexibles: Estado del Conocimiento. Revista Ingenierías Universidad de Medellín. Colombia (Ref. Bib. 11).

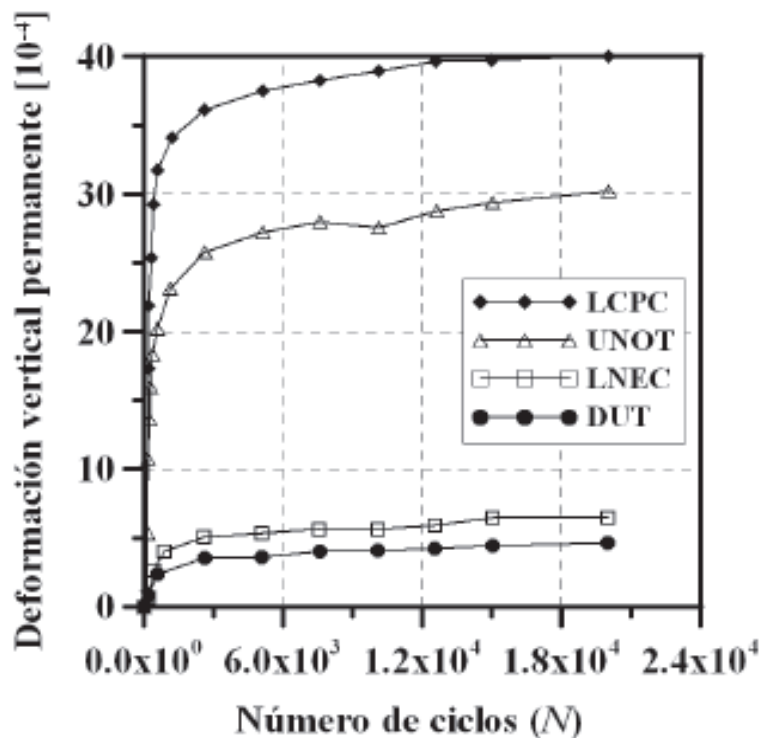


Figura 6.5: Deformación vertical permanente vs. Número de ciclos.  
 Fuente: Rondón H, Reyes F (2009). Artículo: Deformación Permanente de Materiales Granulares en Pavimentos Flexibles: Estado del Conocimiento. Revista Ingenierías Universidad de Medellín. Colombia (Ref. Bib. 11).

#### 6.5.4 Influencia de la granulometría, tamaño máximo, cantidad de finos y forma de la partícula

Es sabido que muestras con gradación uniforme no compactadas presentan mayor resistencia a la deformación permanente que muestras bien gradadas sin compactar. Muestras con alta presencia de finos reducen la resistencia a la deformación permanente y materiales uniformes presentan mayor resistencia a la deformación permanente que aquellos bien gradados a pesar de que la rigidez es mayor en los materiales bien gradados.

Materiales bien gradados presentan mayor resistencia a la deformación permanente que aquellos con granulometría uniforme. Ensayos triaxiales cíclicos sobre 3 materiales granulares con distinta gradación, demuestran que la granulometría no influye en la resistencia a la deformación permanente.

De acuerdo con estudios realizados, materiales con partículas redondeadas experimentaron dos veces mayor deformación permanente que materiales con partículas fracturadas. Además, cuando la gradación es más fina la tendencia es a experimentar mayor deformación. Si el contenido de finos desarrolla plasticidad, la resistencia a la deformación permanente disminuye. Pavimentos con bases granulares y con gradaciones finas experimentan valores de deformación permanente de 21% superiores

a aquellos que emplearon gradaciones gruesas. Contrario a lo anterior la vida de fatiga de las estructuras de pavimentos fue 20% mayor, cuando se usa gradación más fina.

Los altos contenidos de finos son no deseables en materiales granulares, ya que causan problemas hidráulicos debido a la baja permeabilidad y la posibilidad de retener agua; lo anterior induce a obtener un material con altos grados de saturación y por lo tanto, pérdida de la resistencia a la deformación permanente.

Hay pérdida de resistencia por la presencia de altos contenidos de finos y la resistencia a la deformación permanente es mayor para materiales bien gradados. Una elevada cantidad de finos en materiales granulares genera mayor deflexión en las estructuras de pavimento, pero existe un valor óptimo de contenido de finos para el cual el material presenta la mayor resistencia a la deformación.

En la figura 6.6 se presenta el efecto del contenido de finos sobre la deformación permanente en resultados de ensayos triaxiales. Un incremento en el contenido de finos de 3.9 a 10.7% incrementa notablemente los valores de deformación permanente.

En la figura 6.7 se observa una curva típica de deformación versus número de ciclos de carga para dos materiales granulares distintos, los cuales experimentaron, aproximadamente, el mismo nivel de esfuerzo. En la figura se observa que el material G1 presenta valores de deformación menores que el material G6, debido solo a sus mejores propiedades mecánicas), por el contrario, basados en los resultados de ensayos monotónicos y cíclicos sobre 4 materiales granulares reportaron que el material con mayor CBR(60.7%, Californian Bearing Ratio) experimentó mayores deformaciones permanentes bajo carga cíclica que los demás que presentaban inferiores CBR (entre 9.1 y 47.2%).

Se recomienda que los ensayos triaxiales cíclicos se realicen con muestras a escala real. Lo anterior debido a que en muchas ocasiones se remueven las partículas grandes en los especímenes con el fin de reducir las muestras al tamaño requerido para poder ser ensayadas. Ensayos realizados sobre tres tipos de materiales granulares con diferentes granulometrías demuestran que la respuesta estructural de estos materiales depende del tamaño máximo de la partícula utilizada para preparar el espécimen del triaxial. La reducción de la escala de gradación genera un significativo impacto sobre las características resilientes y de deformación permanente de los materiales ensayados.

Asimismo los materiales con gradación uniforme y partículas angulares presentan mayor resistencia a la deformación permanente que materiales con granulometrías bien gradadas y partículas redondeadas.

Se realizaron ensayos triaxiales cíclicos sobre 3 materiales granulares distintos (dolomiticlimestone, granodiorite y grava) con el fin de investigar la relación entre las propiedades de las partículas (forma, factor de rugosidad, redondez, esfericidad, fricción superficial y angularidad) y su comportamiento en términos de resistencia al corte, rigidez y resistencia a la deformación permanente. Para el estudio emplearon un equipo triaxial de 28 cm de diámetro y 56 cm de alto, del estudio se concluye que:

- La angularidad y la redondez de las partículas tienen el más grande efecto sobre la resistencia a la deformación permanente, y presentan mayor resistencia entre más angulares sean.
- La rigidez fue influenciada por la fricción y rugosidad superficial de las partículas (a mayor fricción y rugosidad mayor rigidez).
- No existe una relación clara entre la resistencia de las partículas y el funcionamiento de las mezclas en términos de rigidez, deformación permanente y resistencia.
- En general, la resistencia a la deformación permanente aumenta con incremento en el ángulo de fricción.

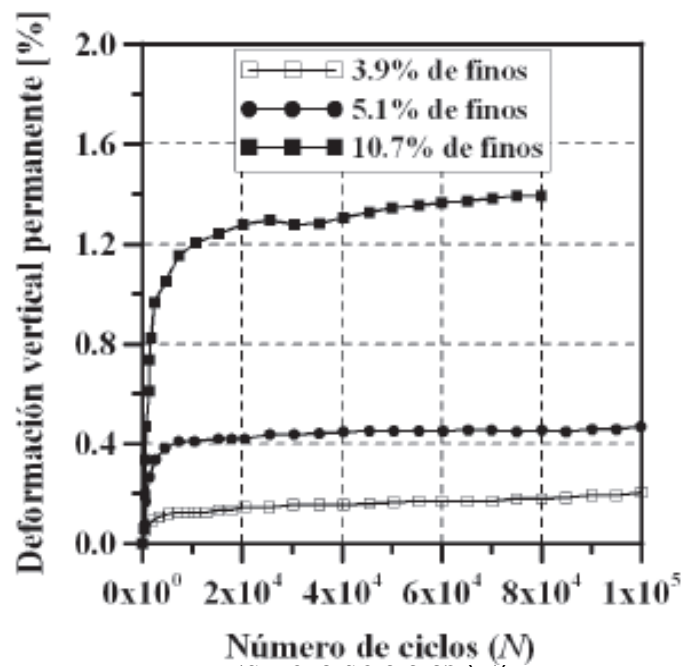


Figura 6.6: Influencia del contenido de finos sobre la acumulación de deformación vertical permanente.

Fuente: Rondón H, Reyes F (2009). Artículo: Deformación Permanente de Materiales Granulares en Pavimentos Flexibles: Estado del Conocimiento. Revista Ingenierías Universidad de Medellín. Colombia (Ref. Bib. 11).

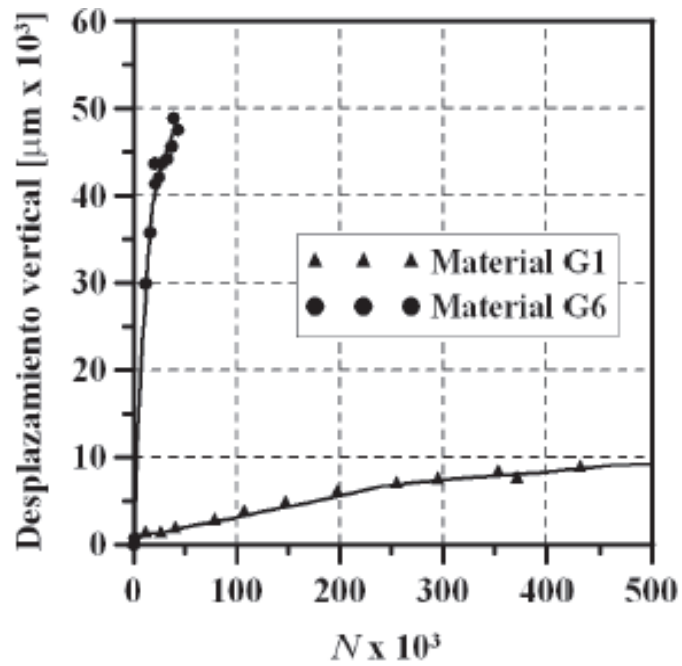


Figura 6.7: Influencia del tipo de material granular sobre la deformación vertical permanente.

Fuente: Rondón H, Reyes F (2009). Artículo: Deformación Permanente de Materiales Granulares en Pavimentos Flexibles: Estado del Conocimiento. Revista Ingenierías Universidad de Medellín. Colombia (Ref. Bib. 11).

## **CAPITULO VII: FALLAS DEL PAVIMENTO ASFÀLTICO POR DEFORMACIÓN PERMANENTE**

### **7.1 Causas que originan las fallas por deformación permanente**

#### **7.1.1 Solicitaciones de cargas a un pavimento.**

El tránsito tiene una gran influencia en la aplicación de las cargas en un pavimento y su caracterización es bastante compleja debido no solo a la variabilidad de los distintos vehículos existentes, sino también a las interacciones vehículo-pavimento que producen fenómenos con solicitaciones adicionales a las propias cargas estáticas del tránsito.

Para caracterizar las solicitaciones producidas por el tránsito a un pavimento se pueden estudiar independientemente los siguientes aspectos:

- Magnitud de las cargas según la composición del tránsito (carga por eje, número de ejes que circulan, y número de repeticiones de carga).
- Forma geométrica de cada sollicitación sobre el pavimento (área de contacto y reparto de presiones sobre la misma).
- Velocidad de los vehículos y tiempo de sollicitación en un punto.
- Estados de esfuerzos que producen las cargas, en función de su magnitud y tipología (verticales, tangenciales, fenómenos de impacto, etc).
- Características de las capas del pavimento.

Las cargas de los vehículos al pavimento se transmiten a través de las ruedas, en los métodos de diseño mecanicistas es necesario conocer el área de contacto de la llanta con el pavimento, asumiendo que la presión de contacto depende de la presión de inflado del neumático, como se indica en la figura 7.1, la presión de contacto es más grande que la presión de la llanta, para presiones bajas de la llanta, debido a que la pared de la misma está en compresión y la suma de las fuerzas verticales de la pared y presión de la llanta, deben ser iguales a la fuerza debido a la presión de contacto; la presión de contacto es más pequeña que la presión de la llanta, para presiones altas de las llantas, debido a que la pared de la llanta está en tensión. Sin embargo, en el diseño de pavimentos, la presión de contacto generalmente se asume igual a la presión de la llanta, debido a que los ejes de carga pesados tienen presiones altas y efectos más destructivos en el pavimento, utilizar la presión de la llanta como presión de contacto, es estar por el lado de la seguridad.

Cuando se utiliza la teoría multicapas en el diseño de pavimentos flexibles, se asume que cada llanta tiene un área de contacto de forma circular, esta suposición es incorrecta, pero el error en el que se incurre no es significativo.



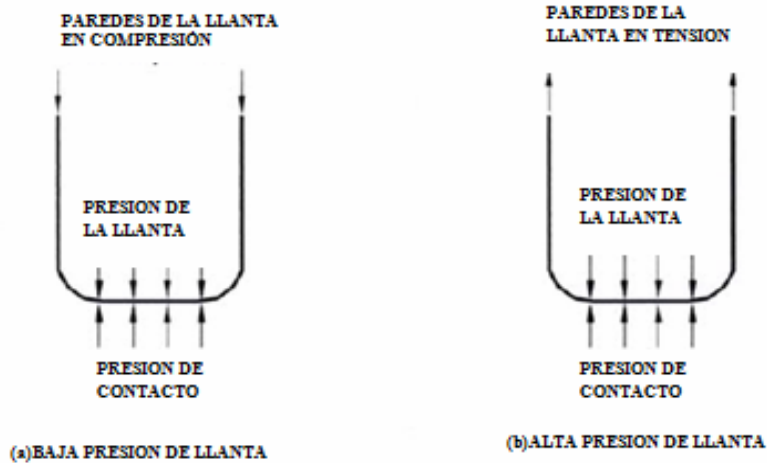


Figura 7.1: Relación entre la presión de contacto y la presión de la llanta.

Fuente: Garnica P, Gómez J, Sesma J (2002). Publicación Técnica No. 197: Mecánica de Materiales para Pavimentos. México (Ref. Bib. 17).

Otro aspecto a considerar acerca del vehículo es la velocidad, si se utiliza la teoría viscoelástica para el diseño del pavimento, la velocidad está directamente relacionada con la duración de la carga; si se utiliza la teoría elástica, debe seleccionarse adecuadamente el módulo de resiliencia de los materiales para el pavimento, en proporción con la velocidad del vehículo

Se ha supuesto en algunos casos que los esfuerzos aplicados por una llanta en movimiento se aproximan a una forma senoidal, cuya duración depende de la velocidad del vehículo y de la profundidad del punto al que se está haciendo referencia.

Asimismo sobre los tiempos de pulsación a diferentes profundidades bajo la superficie del pavimento, así como también a diferentes velocidades se ha observado cómo a mayor velocidad del vehículo, el tiempo de aplicación de la carga disminuye, también es evidente que simulando el esfuerzo vertical, con una onda triangular, los tiempos de aplicación aumenten. También el tiempo de duración de la carga aumenta con la profundidad.

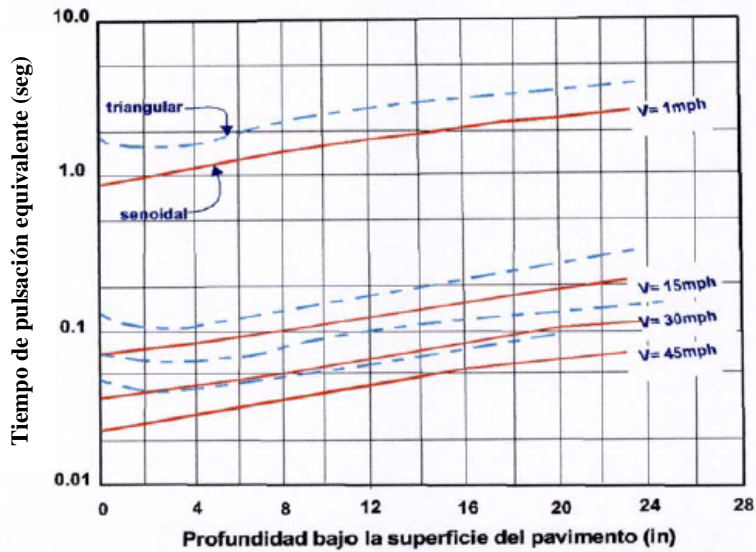


Figura 7.2: Tiempo de pulsación para el esfuerzo vertical con carga senoidal y triangular (1 in. = 25.4mm y 1mph = 1.6 km./hr.).  
 Fuente: Garnica P, Gómez J, Sesma J (2002). Publicación Técnica No. 197: Mecánica de Materiales para Pavimentos. México (Ref. Bib. 17).

Se determinó el tiempo de carga simulándola con una onda cuadrada, sobre la cual sobrepuso una carga triangular y una velocidad de 30 mph. Se puede ver que el tiempo de pulsación basado en una onda cuadrada es más pequeño que una triangular (figura 7.3).

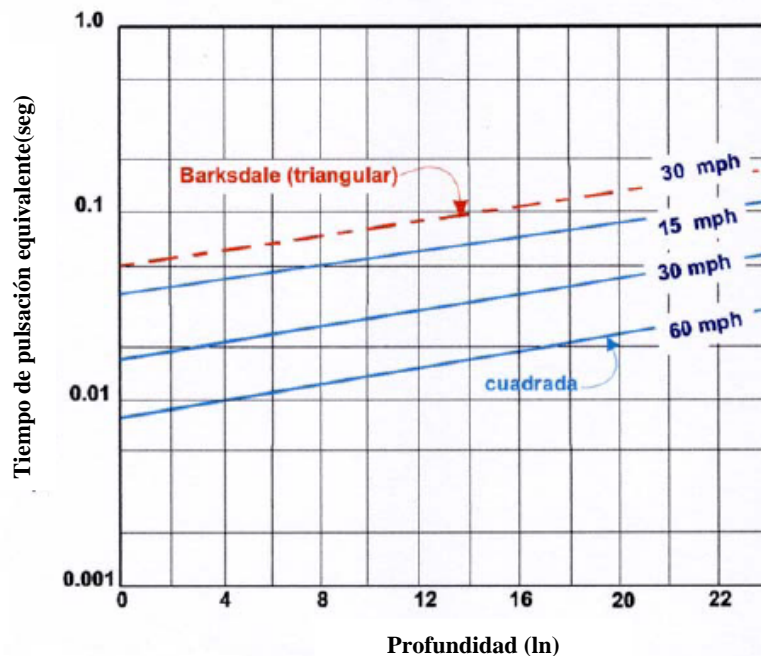


Figura 7.3: Tiempo de pulsación para el esfuerzo vertical con onda tipo cuadrada.  
 Fuente: Garnica P, Gómez J, Sesma J (2002). Publicación Técnica No. 197: Mecánica de Materiales para Pavimentos. México (Ref. Bib. 17).

En vista que la velocidad del vehículo no es constante, se recomienda con fines de estandarización, la onda senoidal con tiempo de duración de 0.1 segundos de aplicación de carga y un periodo de reposo de 0.9 segundos.

#### **7.1.1.1 Naturaleza cíclica de las cargas que actúan en un pavimento.**

Normalmente el diseño, análisis y evaluación estructural de las condiciones de los pavimentos se basan en la teoría elástica multicapas; este acercamiento ofrece la posibilidad de una solución racional al problema. El éxito de esta aproximación depende de la precisión y la manera en que se emplean las propiedades de los materiales.

Últimamente se han cambiado los procedimientos de diseño de los pavimentos y se ha pasado de los métodos empíricos a los métodos mecanicistas, basados en el acercamiento más racional durante su diseño.

Las principales razones de este cambio son las condiciones cambiantes en la estructura del pavimento ante la sollicitación móvil de los vehículos cargados, ya que se experimentan dos tipos de esfuerzos: los estáticos por sobrecarga y los dinámicos causados por el movimiento vehicular.

Otras consideraciones importantes son el desarrollo de nuevos materiales utilizados en la construcción, nuevas configuraciones de pavimentos y la disponibilidad de programas computacionales. Dentro de los métodos racionales se encuentran los procedimientos de diseño mecanicistas; su funcionamiento es estimado y basado en las propiedades mecánicas fundamentales de las capas de pavimento.

El acercamiento mecanicista en el diseño involucra el análisis teórico y el cálculo de esfuerzos y deformaciones en lugares críticos, como resultado de las aplicaciones de carga originadas por las ruedas cargadas. Los materiales que constituyen las diferentes capas del firme, se ven sometidos a cargas dinámicas de diversas magnitudes que le son transmitidas por el tráfico.

El patrón de esfuerzos inducidos a una estructura de pavimento como resultado del tráfico es muy complejo. Un elemento de pavimento está sujeto a pulsos de carga que involucran componentes de esfuerzos normales y cortantes; los esfuerzos son transitorios y cambian con el tiempo conforme la carga avanza. El esfuerzo cortante cambia de sentido conforme la carga pasa, provocando así una rotación de los ejes de esfuerzos principales.

La figura 7.4 muestra una sección longitudinal de las capas de un pavimento, sobre la cual una carga se mueve a velocidad constante.

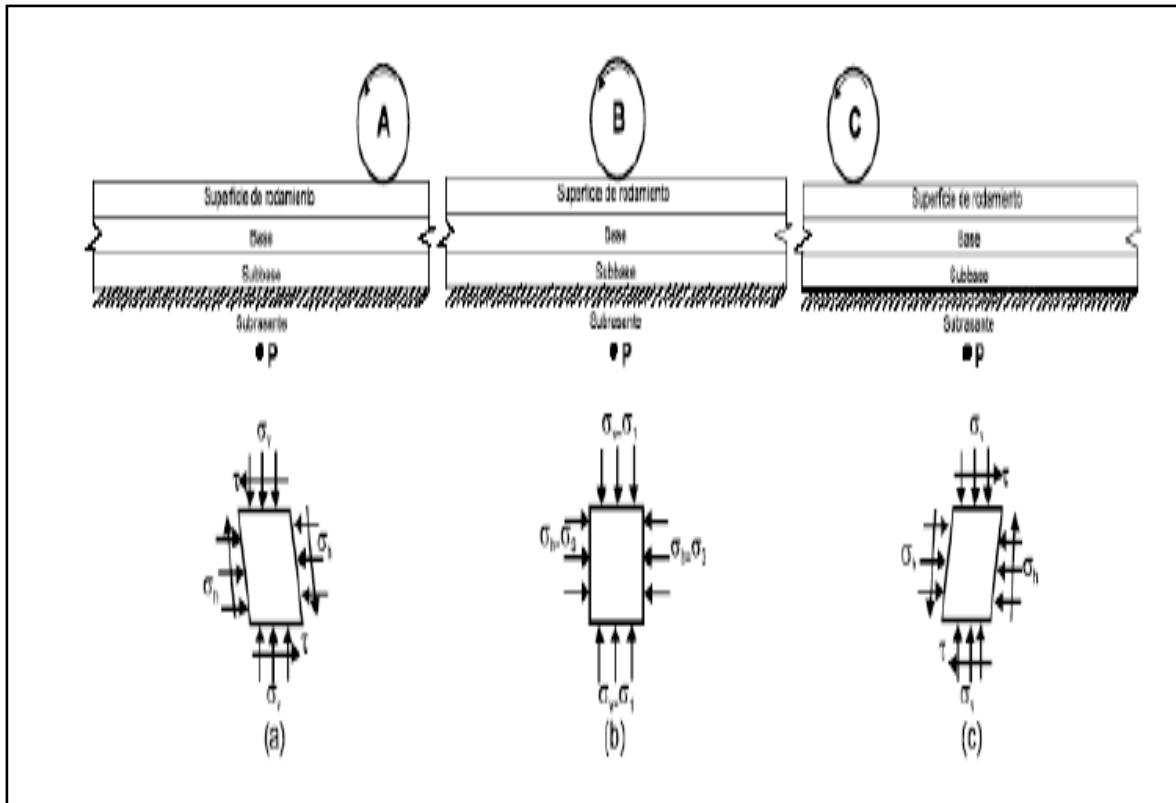


Figura 7.4: Estado de esfuerzos en una sección longitudinal de un pavimento.  
 Fuente: Garnica P, Gómez J, Sesma J (2002). Publicación Técnica No. 197:  
 Mecánica de Materiales para Pavimentos. México (Ref. Bib. 17).

El estado de esfuerzos experimentado en el punto P, debido a una carga en el punto A es, que actúan tanto los esfuerzos cortantes como los esfuerzos normales (ver 7.4(a)), cuando la carga se mueve al punto B, los esfuerzos cortantes son nulos y únicamente actúan los esfuerzos normales (ver 7.4(b)), en este punto se tiene un estado triaxial de esfuerzos, debido a que sólo se presentan esfuerzos normales, por último, la dirección de los esfuerzos cortantes originados en el punto C, es contraria a la dirección de los esfuerzos originados en el punto A (ver 7.4(c)).

### 7.1.1.2 Estado de esfuerzos que producen las cargas en función de su magnitud y tipología.

Los neumáticos de los vehículos se apoyan sobre el pavimento produciendo una huella de forma distinta para cada tipo de neumático, presión de inflado, carga por rueda, velocidad y estado de la superficie. Cuando está en movimiento, además de variar la forma de la huella, aparecen solicitaciones distintas a las verticales, que son las que existen cuando el vehículo está detenido o con movimiento uniforme: aparecen esfuerzos horizontales debido al rozamiento y a los cambios de trayectoria, succiones de agua contenida en la sección estructural y esfuerzos verticales de impacto por efectos del movimiento del vehículo y las irregularidades de la carretera.

Los esfuerzos horizontales de aceleración y frenado o en curvas de pequeño radio, que se pueden producir en zonas localizadas, influyen también en el estado de esfuerzos y deformaciones del pavimento. Cuando en la superficie de un pavimento se originan

esfuerzos tangenciales, éstos deben ser resistidos por los 8 – 10 cm. superiores, pero en general no afectan a las capas inferiores. Por ello, la forma práctica con la que se resuelven estos problemas, es proyectando capas de rodadura cuya resistencia al esfuerzo cortante sea suficientemente alta para garantizar que no se produzcan rupturas o deformaciones.

Los efectos dinámicos de los vehículos en movimiento se transforman en impactos y vibraciones en los que intervienen el estado superficial del pavimento y el tipo de suspensión del vehículo. En general, los vehículos en marcha transmiten al neumático una carga de magnitud variable, según el movimiento oscilatorio de la masa suspendida, cuya frecuencia varía como la velocidad y tipo de pavimento. Los máximos pueden ser un 50 superiores a los normales con carga estática. Este aumento de cargas refleja sobre el pavimento en forma de presión de contacto y/o incremento de la superficie de rodada.

En la figura que a continuación se muestra se puede distinguir que cuando la rueda cargada avanza, se producen pulsaciones de los esfuerzos verticales y horizontales, que son acompañados de una doble pulsación del esfuerzo cortante con una señal contraria en el plano horizontal y vertical; se muestra la relación entre esfuerzo y tiempo. Refiriéndonos a la figura anterior, se observa que a medida que el vehículo se va acercando al punto P, el esfuerzo cortante se incrementa hasta llegar a un máximo para luego decrecer hasta un valor de cero, en ese momento el esfuerzo vertical es máximo; luego se incrementa nuevamente, pero ahora con signo contrario hasta lograr un máximo negativo, para después decrecer y llegar a un cero; describiendo con este comportamiento una onda senoidal completa.

Se puede apreciar el desarrollo de los esfuerzos verticales, horizontales y cortantes originados por las cargas del tráfico. El funcionamiento correcto del pavimento depende en gran medida de las propiedades mecánicas de los materiales.

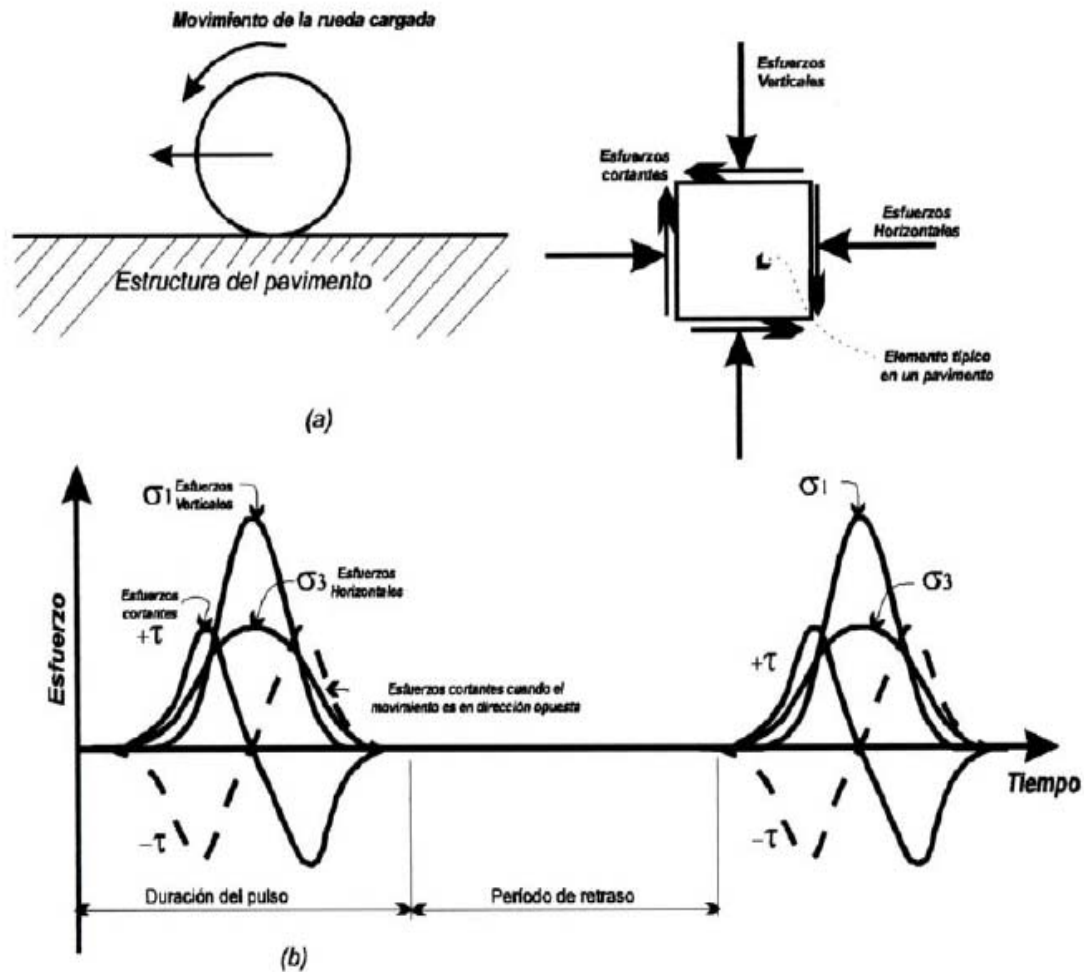


Figura 7.5: Estado de esfuerzo en un pavimento debido al movimiento de una rueda cargada.

Fuente: Garnica P, Gómez J, Sesma J (2002). Publicación Técnica No. 197: Mecánica de Materiales para Pavimentos. México (Ref. Bib. 17).

El estado de esfuerzos descrito anteriormente se presenta en forma repetida cuando el paso de los vehículos se hace constante, este proceso depende de la acumulación de los ejes equivalentes

### 7.1.1.3 Cargas por eje equivalente de los vehículos y presión de contacto de los neumáticos con el pavimento.

Las cargas de los vehículos se transmiten al pavimento por medio de los neumáticos, el área de contacto es muy importante, la presión de contacto, depende de la presión de inflado de los neumáticos, como se ha dicho, la presión de contacto es más grande que la presión de la llanta, para presiones bajas de la llanta y la presión de contacto es más pequeña que la presión de la llanta, para presiones altas de las llantas. Las presiones altas de contacto sobre los pavimentos están directamente relacionadas con los valores de las cargas por eje de los vehículos, lo que conlleva a la formación de roderas son presiones altas de contacto sobre los pavimentos.

En 1994 se realizó el proyecto con el Strategic Highway Research Program (SHRP) en donde se analizó el efecto del estado de esfuerzos sobre el comportamiento de las mezclas asfálticas con respecto a las deformaciones plásticas. Durante una serie de ensayos que tenía como fin observar el comportamiento de las mezclas asfálticas bajo distintas condiciones, esto es, utilizando dos niveles de esfuerzo, uno alto y otro bajo, al final se determinó que un incremento en la presión de contacto de los neumáticos con el pavimento produce un decremento en la resistencia de las mezclas asfálticas ante las deformaciones plásticas.

#### **7.1.1.4 Número de repeticiones de carga.**

Se ha determinado que un aumento en el número de repeticiones de carga establece una disminución en la resistencia de los pavimentos a la generación de deformaciones plásticas, es decir, cuando se incrementa el número de repeticiones de carga, el pavimento es más susceptible a sufrir este tipo de deterioro.

Cada paso de los neumáticos por un punto sobre el pavimento, se puede considerar como un pulso de carga, si la mezcla asfáltica está a una temperatura relativamente alta, esta condición le permite comportarse de una manera viscoelastoplástica ante las sollicitaciones del tráfico, cada pulso de carga, se irá acumulando permanentemente lo que generará los ahuellamientos.

**7.1.2 Los agregados pétreos, filler, ligante asfáltico y otras causas** que pueden generar deterioro por deformación permanente ya han sido tratados en los capítulos precedentes.

**7.1.3 El Agua** puede aumentar la susceptibilidad de una mezcla asfáltica a las deformaciones plásticas permanentes. Los efectos del agua pueden ser considerados en la fase inicial de diseño de las mezclas o como una parte del proceso de evaluación de las mezclas. Cuando existe una modificación de la estructura de pavimento de estado seco a húmedo, se presenta una disminución de la resistencia de la mezcla.

En 1993, se realizó un estudio en la Universidad del Estado de Oregon en E.U.A., donde se demuestra que la propensión a los ahuellamientos de las mezclas asfálticas se incrementa significativamente si está sujeta a saturación sostenida de agua. Los resultados fueron obtenidos a partir de ensayos de cortante simple en mezclas antes y después de someterlas a la acción del agua. El incremento en las huellas que podrían ocurrir in situ pueden ser estimadas utilizando el procedimiento presentado por el programa SHRP.

## **7.2 Principales fallas que se presentan por deformación permanente**

**7.2.1 Ondulación (OND).** También conocida como corrugación o rizado, es un daño caracterizado por la presencia de ondas en la superficie del pavimento, generalmente perpendiculares a la dirección del tránsito, con longitudes entre crestas usualmente menores que 1,0 m.



Fotografía 7.1: Falla por ondulación

Fuente: Ministerio de Transporte. Universidad Nacional de Colombia. INVÍAS (2006). Manual para la Inspección Visual de Pavimentos Flexibles. Colombia (Ref. Bib.13)

Causas: La ondulación es una deformación plástica de la capa asfáltica, debido generalmente a una pérdida de estabilidad de la mezcla en climas cálidos por mala dosificación del asfalto, uso de ligantes blandos o agregados redondeados. Muchos de los casos suelen presentarse en las zonas de frenado o aceleración de los vehículos.

Otra causa puede estar asociada a un exceso de humedad en la subrasante, en cuyo caso el daño afecta toda la estructura del pavimento. Además también puede ocurrir debido a la contaminación de la mezcla asfáltica con finos o materia orgánica.

Bajo este contexto, las causas más probables son:

- Pérdida de estabilidad de la mezcla asfáltica.
- Exceso de compactación de la carpeta asfáltica.
- Exceso o mala calidad del asfalto.
- Insuficiencia de triturados (caras fracturadas).
- Falta de curado de las mezclas en la vía.
- Acción del tránsito en zonas de frenado y estacionamiento.
- Deslizamiento de la capa de rodadura sobre la capa inferior por exceso de riego de liga.

Severidades

- Baja: Profundidad máxima menor que 10 mm, causa poca vibración al vehículo, la cual no genera incomodidad al conductor.
- Media: Profundidad máxima entre 10 mm y 20 mm, causa una mayor vibración al vehículo generando incomodidad al conductor.



- Alta: Profundidad máxima mayor que 20 mm, causa una vibración excesiva que puede generar un alto grado de incomodidad, haciendo necesario reducir la velocidad por seguridad.

Unidad de medición: La ondulación se mide en metros cuadrados (m<sup>2</sup>) de área afectada.

Evolución probable: Exudación, ahuellamiento.

**7.2.2 Abultamiento (AB).** Este deterioro se asigna a los “abombamientos” o prominencias que se presentan en la superficie del pavimento. Pueden presentarse bruscamente ocupando pequeñas áreas o gradualmente en áreas grandes, acompañados en algunos casos por fisuras.



Fotografía 7.2: Falla por abultamiento

Fuente: Ministerio de Transporte. Universidad Nacional de Colombia. INVÍAS (2006).  
Manual para la Inspección Visual de Pavimentos Flexibles. Colombia  
(Ref. Bib.13)

Causas: Se generan principalmente por la expansión de la subrasante o en capas de concreto asfáltico colocado sobre placas de concreto rígido, el cual se deforma al existir presiones bajo la capa asfáltica (como las generadas por procesos de bombeo).

También puede corresponder a una ondulación localizada.

Severidades y unidad de medición: Aplican los mismos criterios establecidos para la ondulación.

Evolución probable: Fisuración, desprendimientos, exudación, ahuellamiento

**7.2.3 Hundimiento (HUN).** Los hundimientos corresponden a depresiones localizadas en el pavimento con respecto al nivel de la rasante.

Este tipo de daño puede generar problemas de seguridad a los vehículos, especialmente cuando contienen agua pues se puede producir hidropneumático. Los hundimientos pueden estar orientados de forma longitudinal o transversal al eje de la vía, o pueden tener forma de medialuna, en cualquier caso, el reporte del daño debe incluir en las aclaraciones la orientación o la forma del hundimiento, si es fácilmente identificable en campo.



Fotografía 7. 3: Falla por hundimiento

Fuente: Ministerio de Transporte. Universidad Nacional de Colombia. INVÍAS (2006). Manual para la Inspección Visual de Pavimentos Flexibles. Colombia (Ref. Bib.13).

Causas: Existen diversas causas que producen hundimientos las cuales están asociadas con problemas que en general afectan toda la estructura del pavimento:

- Asentamientos de la subrasante.
- Deficiencia de compactación de las capas inferiores del pavimento, del terraplén o en las zonas de acceso a obras de arte o puentes.
- Deficiencias de drenaje que afecta a los materiales granulares.
- Diferencia de rigidez de los materiales de la subrasante en los sectores de transición entrecorte y terraplén.
- Deficiencias de compactación de rellenos en zanjas que atraviesan la calzada.
- Inestabilidad de la banca.
- Circulación de tránsito muy pesado.

Severidades

- Baja: Profundidad menor que 20 mm, causa poca vibración al vehículo, sin generar incomodidad al conductor.
- Media: Profundidad entre 20 mm y 40 mm, causa mayor vibración al vehículo generando incomodidad al conductor.

- Alta: Profundidad mayor que 40 mm, causa vibración excesiva que puede generar un alto grado de incomodidad, haciendo necesario reducir la velocidad por seguridad.

Unidad de medición: Se cuantifica el área afectada en metros cuadrados (m<sup>2</sup>).

Evolución probable: Fisuración, desprendimientos, movimientos en masa.

**7.2.4 Ahuellamiento (AHU).** El ahuellamiento es una depresión de la zona localizada sobre la trayectoria de las llantas de los vehículos. Con frecuencia se encuentra acompañado de una elevación de las áreas adyacentes a la zona deprimida y de fisuración.

Un ahuellamiento significativo puede llevar a la falla estructural del pavimento y posibilitar el hidroneo por almacenamiento de agua.



Fotografía 7.4: Falla por ahuellamiento

Fuente: Ministerio de Transporte. Universidad Nacional de Colombia. INVÍAS (2006).  
Manual para la Inspección Visual de Pavimentos Flexibles. Colombia  
(Ref. Bib.13)

Causas: El ahuellamiento ocurre principalmente debido a una deformación permanente de alguna de las capas del pavimento o de la subrasante, generada por deformación plástica del concreto asfáltico o por deformación de la subrasante debido a la fatiga de la estructura ante la repetición de cargas.

La deformación plástica de la mezcla asfáltica tiende a aumentar en climas cálidos, y también puede darse por una compactación inadecuada de las capas durante la construcción, por el uso de asfaltos blandos o de agregados redondeados.

Además, la falla estructural del pavimento puede manifestarse con daños de este tipo debido a una deficiencia de diseño, la cual se manifiesta cuando la vía está sometida a cargas de tránsito muy altas.

#### Severidades

- Baja: Profundidad menor que 10 mm.
- Media: Profundidad entre 10 mm y 25 mm.
- Alta: Profundidad mayor que 25 mm.

Unidad de medición: Se mide en metros cuadrados (m<sup>2</sup>) de área afectada, asignando la severidad de acuerdo con la zona de mayor profundidad.

Evolución probable: Piel de cocodrilo, desprendimientos.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1) Por la geografía que presenta el territorio peruano, existen altas temperaturas en diversas zonas como son en la selva alta y baja; así como en la franja costera de aproximadamente 3,000 kms. a lo largo del Océano Pacífico, especialmente en la estación del verano, alcanzando temperaturas que inclusive alcanzan los 40°C bajo sombra. Estas altas temperaturas originan por lo tanto que las carpetas asfálticas sean sometidas a temperaturas muy altas, haciéndolas proclives a la falla por deformación permanente, como consecuencia de la susceptibilidad térmica que por constitución química está presente en el asfalto.

Por lo indicado se debe hacer una correcta elección del tipo de ligante asfáltico de acuerdo a la zona donde será colocada la mezcla asfáltica, para evitar que la temperatura influya en gran medida en la deformabilidad de la mezcla, entre menos susceptible a la temperatura sea el ligante asfáltico, más resistente a la deformación plástica será la mezcla a altas temperaturas. Se desean mayormente asfaltos que presenten una alta viscosidad y una baja susceptibilidad a la temperatura. Por otro lado, contenidos de asfalto excesivos pueden generar deformaciones plásticas en la mezcla asfáltica más aún en zonas de altas temperaturas y porcentajes deficitarios falta de adherencia y cohesión entre el ligante asfáltico y los agregados produciendo el debilitamiento estructural de la carpeta asfáltica y la consecuente falla de la misma.

2) Como estas fallas son la acumulación de pequeñas deformaciones permanentes, es necesario incrementar la resistencia de las mezclas no sólo utilizando cemento asfáltico más viscoso, sino un tipo de asfalto que se comporte más como un sólido elástico a altas temperaturas del pavimento y así tenga una mejor recuperación elástica que evite la acumulación de deformaciones plásticas permanentes. Así, cuando se aplique la carga, el cemento asfáltico actuará como una banda elástica recuperando su posición original luego del paso de la carga en lugar de deformarse.

3) Cuando se evalúan las causas de deformación permanente, las propiedades volumétricas de la mezcla asfálticas tienen un rol fundamental. Dentro de los parámetros volumétricos, en ocasiones se recomienda disminuir el contenido de asfalto de las mezclas, mediante el manejo de la granulometría del agregado y valores bajos en el contenido de vacíos.

El contenido de vacíos de aire influye en la deformación permanente, ya que un porcentaje alto de contenido de vacíos puede implicar una deficiente compactación de la carpeta asfáltica y por lo tanto la posibilidad que se presenten fallas de asentamiento o ahuellamiento de tipo estructural pudiendo ser el resultado de un mal proceso constructivo; por otro lado un bajo contenido de vacíos pueden generar exudación del cemento asfáltico en zonas de altas temperaturas ocasionando el desplazamiento de la mezcla asfáltica en la parte superior de la carpeta, pudiendo luego producirse ahuellamiento por deformación plástica.

4) Se mejora la resistencia al corte en las mezclas asfálticas, seleccionando un agregado que tenga un alto grado de fricción interna, uno que sea de forma cúbica, que tenga una superficie rugosa y pueda desarrollar un grado de contacto partícula a partícula. Agregados con un alto grado de fricción interna mejoran la resistencia de la mezcla al corte y cuando actúan en forma conjunta el cemento asfáltico de una manera integral, permiten que cuando se aplica una carga a la mezcla asfáltica, ésta actúe como una banda elástica recuperando su forma original al pasar la carga, evitando de esta forma la acumulación de deformación permanente.

5) Hay que considerar que la deformación permanente por fallas en la subrasante, o en las capas de base o sub base bajo la capa de asfalto pueden originarse por una incorrecta selección de materiales. Sin embargo, si bien es cierto que materiales “duros” de mejor calidad pueden reducir parcialmente esta causa de deformación permanente, esta situación es considerada un problema estructural del pavimento como conjunto más que de los materiales individuales. Esencialmente, el pavimento no tiene la capacidad estructural para soportar las cargas aplicadas; debido a la presencia de las capas débiles en la estructura del pavimento. Es por eso que debe cuidarse de un correcto diseño de la estructura del pavimento estudiando cuidadosamente las cargas, suelos de fundación y de subrasante, clima, entre otros parámetros.

6) Una compactación eficiente de la mezcla asfáltica, con el equipo de construcción adecuado y a una temperatura dentro del rango aceptable de compactación, ayuda a prevenir la formación de ahuellamientos. Evitar la segregación de la mezcla asfáltica durante el transporte y el extendido de la mezcla es un factor favorable para la estabilidad de la mezcla evitando la deformación de la misma.

Una compactación eficiente implica utilizar equipos de compactación (rodillos lisos y neumáticos) con pesos que correspondan al espesor de la capa asfáltica, número de pasadas necesarias que permitan alcanzar la densidad de compactación según lo establecido por el diseño Marshall. Asimismo la temperatura de compactación de la mezcla asfáltica no debe ser menor a los 110°C y en lo posible debe colocarse a una temperatura uniforme para evitar segregación por temperatura.

7) Ante la necesidad de evitar por lo menos en parte que se produzcan fallas por deformación permanente en los pavimentos asfálticos, el autor como resultado de la investigación bibliográfica y experiencia profesional, recomienda se tomen las siguientes acciones:

a) Tener cuidado en la selección, diseño y verificación de la calidad de los agregados con que se fabrican las mezclas asfálticas, considerando que éstos conforman el esqueleto estructural del pavimento en su conjunto y por lo tanto su respuesta para resistir las cargas de los vehículos es determinante para una mayor durabilidad del mismo, evitando de esta manera la falla por deformación permanente. Las Especificaciones Técnicas Generales EG 2000 publicadas en el Perú el año 2000 y que se encuentran vigentes deben incorporar los resultados de las investigaciones, estudios y experiencias de los últimos años; en particular lo referente a los requerimientos de los agregados por clasificación convencional y Superpave que se encuentra en las Tablas entre la 410-1 y 410-8 de este documento

b) En cuanto a los cementos asfálticos utilizados en el Perú es conveniente tener en cuenta que si bien es cierto la Tabla 400 -1 de las EG2000 (especificaciones generales del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú), norma el uso de estos ligantes según temperatura media anual de la zona en función a su clasificación por penetración, esta no es suficiente, tal como lo demuestran los estudios sobre la reología del asfalto y por ello se recomienda la clasificación por PG ó Grado de Performance a través de la tecnología Superpave.

También existe la necesidad de realizar estudios de investigación referidos al uso de asfaltos modificados en departamentos como Loreto, Ucayali, San Martín, Madre de Dios en la parte de selva y en toda la zona costera de los departamentos de Tumbes, Piura, Lambayeque, La Libertad, Ancash, Lima, Ica, Arequipa, Moquegua y Tacna; regiones en las que por sus climas pueden ser de necesidad el uso de éstos modificadores para neutralizar las fallas por deformación permanente. Según últimas experiencias en el Perú se vienen utilizando como modificadores de asfalto polímeros tipo SBS, SBR y EVA, así como emulsiones asfálticas modificadas con polímeros. En las zonas no consideradas también podrían utilizarse asfaltos modificados con polímeros pero más con criterios de protección del modificador al ligante asfáltico, ante los agentes externos como son el agua, oxígeno, rayos solares, y otros con la intención de obtener una mezcla asfáltica más durable.

**Tabla N° 400 -1 - EG 2000**

<b>Temperatura Media Anual</b>			
<b>24°C o más</b>	<b>24°C – 15°C</b>	<b>15°C - 5°C</b>	<b>Menos de 5°C</b>
40 – 50 ó 60-70 Modificado	ó 60-70	85 – 100 120 - 150	Asfalto Modificado

Tipo de cemento asfáltico utilizado según penetración en el Perú.

Fuente: Especificaciones Generales EG-2000. MTC

c) Es importante que las instituciones públicas y privadas del Perú que orientan sus actividades a esta tecnología adquieran equipos de laboratorio de acuerdo a los nuevos avances, que permitan mejorar la selección de los materiales y efectuar los diseños más convenientes que aseguren un mejor comportamiento del pavimento ante las deformaciones permanentes. Esto implica la impostergable necesidad que se actualice la normatividad vigente en la que se incluya nuevas especificaciones técnicas y nuevos

ensayos de laboratorio que permitirán la utilización de asfaltos modificados con polímeros o con polvo caucho y aplicación del Sistema Superpave. Todo esto deberá ser producto de investigación y adecuación de la realidad de nuestros pavimentos a las exigencias de nuestro medio.

d) Es conveniente que las Universidades del Perú que cuentan con facultades de Ingeniería Civil; incluyan en sus sílabos cursos de ingeniería de pavimentos, así como adquirir equipos de laboratorio y de campo de última generación que les permita formar profesionales en esta especialidad a través de trabajos de investigación en laboratorios y en situ.

e) Se recomienda la capacitación a nivel nacional e internacional de los profesionales de la actividad pública y privada que trabajan en esta especialidad de la Ingeniería Civil; esto puede lograrse con la decisión política del estado a través de sus funcionarios, el mismo que debe invertir para mejorar esta tecnología que tanto requiere el país. Igual actitud debe tomar la empresa privada, ya que de esta manera los proyectos y obras serán mejor manejadas y los resultados definitivamente favorecerán al desarrollo del país.



## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Garnica, P.A. y Gómez, L.J., (2001). *Publicación Técnica No 176: Deformaciones permanentes en Materiales Granulares para la sección estructural de carreteras. Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Instituto Mexicano de Transporte (IMT).México.*
2. Loría Guillermo (2009). *Evaluación de asfaltos modificados en laboratorio con distintos polímeros.* Costa Rica. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (Lanamme UCR).
3. Angelone S, Martínez F, Cauhapé M, y Andreoni R (2008). *Artículo Técnico: Influencia de los Factores de Carga y de Servicio en el Ensayo de la Rueda Cargada.* Argentina.
4. Angelone S, Martínez F (2007). *Reporte Técnico RT-ID-06/02: Deformación Permanente de Mezclas Asfálticas.* Argentina.
5. De Luca, Petersen (2000). *Factores intrínsecos y extrínsecos del envejecimiento de las mezclas asfálticas.* Argentina
6. Cordo O, Bustos M (2008). *Artículo: Metodología Empírico - Mecánica para el Diseño Estructural de Pavimentos (MEPDG). Experiencias de Calibración.* Argentina.
7. Chang C, Freeman T (2007). *Implementación de la Guía de Diseño Mecánico de Pavimentos NCHRP 1-37A en Texas.* EEUU
8. Huayua O, Chang C (2007). *Tesis de Grado: Evaluación del Riesgo Potencial de Ahuellamiento en Mezclas Asfálticas Utilizando el Equipo MARC*. FIC.UNI, Perú.
9. Padilla Alejandro Rodríguez (2007). *Tesis de Grado: Deformaciones plásticas en capas de rodaduras en pavimentos asfálticos.* Universidad UPC. México.
10. Reyes Fredy (2005). *Libro Diseño Racional de Pavimentos.* Editorial Javeriana. Colombia.
11. Rondón H, Reyes F (2009). *Artículo: Deformación Permanente de Materiales Granulares en Pavimentos Flexibles: Estado del Conocimiento.* Revista Ingenierías Universidad de Medellín. Colombia.
12. Bariani L, Goretti L, Pereira J, Barbosa J, (2009). *Libro: Pavimentación Asfáltica. Formação Básica para Engenheiros.* Petrobrás, Brasil.
13. Ministerio de Transporte. Universidad Nacional de Colombia. INVÍAS (2006). *Manual para la Inspección Visual de Pavimentos Flexibles.* Colombia

14. Administración Boliviana de Carreteras (2009). *Manuales Técnicos para el Diseño de Carreteras*. Bolivia.
15. Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2000). *Especificaciones Técnicas Generales para Construcción de Carreteras EG 2000*. Perú
16. Norma del Ensayo NLT-173 (1999). *Resistencia a la deformación plástica de las Mezclas Bituminosas mediante la pista de Ensayo de Laboratorio*. España.
17. Garnica P, Gómez J, Sesma J (2002). Publicación Técnica No. 197: *Mecánica de Materiales para Pavimentos*. México.
18. Huamán N (2005). *Modificación de Mezclas Asfálticas en Caliente*. XIII Congreso CILA. Costa Rica.
19. Huamán N (2007). *Los Pavimentos Asfálticos y la Tecnología de Punta*. XIV Congreso CILA. Cuba.
20. Huamán N (2010). *Deformación Permanente en las Mezclas Asfálticas y el Consecuente deterioro de los Pavimentos Asfálticos*. V Congreso INVEAS. Venezuela.
21. Huamán N (2011). *El Estado del Arte de los Pavimentos Asfálticos*. Curso TITEX URP. Perú.
22. TA INSTRUMENTS (2010). *Proveedora de Equipos SUPERPAVE*. Dr. Abel Gaspar. EEUU.
23. Cooley A, Kandhal P.(2002). *Paper: Evaluation of Permanent Deformation of Asphalt Mixtures Using Loaded Wheel Tester*. National Center for Asphalt Technology Auburn University, Alabama
24. Páginas Web visitadas: Trabajos de Investigación presentados en Congresos Internacionales, Artículos Técnicos publicados en revistas especializadas (2003 - 2011)
  - Wikipedia, la enciclopedia libre (2011). [www.wikipedia.org/wiki/Perú](http://www.wikipedia.org/wiki/Perú)
    - Asociación Española de la Carretera: [www.aecarretera.com](http://www.aecarretera.com)
    - Asociación Mexicana del Asfalto: [www.amaac.org.mx](http://www.amaac.org.mx)
    - Comisión Permanente del Asfalto - argentina: [www.cpasfalto.org](http://www.cpasfalto.org)
    - Instituto Chileno del Asfalto: [www.ichasfalto.com](http://www.ichasfalto.com)
    - Instituto Brasileño de Petróleo: [www.ibp.org.br](http://www.ibp.org.br)
    - Ministerio de Transportes y Comunicaciones: [www.mtc.gob.pe](http://www.mtc.gob.pe)