

Programa experimental

3.1 Introducción

Como parte de l programa experimental se estudiaron en primer término los parámetros reológicos del asfalto. Para ello y conforme lo expuesto en el estado del arte, el parámetro $G^*/\sin\delta$ y la ZSV o la LSV se presentan como las propiedades más idóneas para caracterizar el aporte de los asfaltos obre la resistencia frente a las deformaciones permanentes en mezclas asfálticas.

Para caracterizar las deformaciones permanentes en las mezclas asfálticas se seleccionó un equipo de rueda cargada. Este equipo es ideal para valorar los diferentes comportamientos en condiciones controladas de laboratorio y aparece como una herramienta muy importante a la hora de estudiar las relaciones con las propiedades reológicas de los diferentes asfaltos y la incidencia de las principales variables externas.

En cuanto al estudio sobre los ligantes asfálticos, en una primera instancia se analizó una serie de asfaltos (convencionales y modificados) a través de la metodología SHRP de Estados Unidos (ASTM D 637 3 1999). Esta instancia comprendió una caracterización completa de los ligantes para conocer sus propiedades, en especial el módulo complejo G^* y el ángulo de fase δ , utilizando un reómetro de corte dinámico (DSR por sus siglas en inglés). Con estos datos se puede obtener el parámetro $G^*/\sin\delta$. Diferentes referencias (Oliver y Tredea 1998, Bahia et al. 2001 entre otros) indican que este parámetro no representa bien el aporte de los ligantes modificados con polímeros; para comprobar ese aspecto en los asfaltos argentinos se midió el parámetro $G^*/\sin\delta$ considerando dos frecuencias, 0,6 y 10 rad/s, comparables a velocidades de carga lenta y rápida respectivamente.

En una segunda etapa se estudiaron la Zero Shear Viscosity (ZSV) y la Low Shear Viscosity (LSV) sobre los mismos asfaltos. Se hizo la puesta a punto de ambos métodos de medición normalizados en Europa para las condiciones de esta tesis, a fin de definir el más conveniente en cuanto a tiempos de ensayo, repetitividad y reproductibilidad para la adecuada caracterización de los diferentes asfaltos.

En cuanto al estudio de deformaciones permanentes en mezclas asfálticas se seleccionaron diferentes mezclas (densa, microaglomerado y SMA) de uso corriente en carpetas de rodamiento.

En primera instancia se estudió el proceso de ahuecamiento bajo condiciones normalizadas buscando observar la incidencia de las propiedades reológicas de los asfaltos utilizados en la caracterización de los ahuecimientos, empleando todos los asfaltos en la mezcla densa.

Cumplimentada esta etapa se estudió el desempeño a distintas temperaturas utilizando el ensayo de rueda cargada. Además del interés del estudio de la incidencia de la temperatura en materiales tan susceptibles a esta variable como los asfaltos, la extensión de nuestro país con sus diversas regiones y climas genera una aplicación inmediata de estos resultados.

El estudio incluyó tres tipos de asfaltos (convencional, multigrado y modificado con polímero SBS) representativos de los más usados actualmente.

Los 520 N de carga del ensayo de pista del laboratorio generan una presión de contacto similar a la que provocaría la carga nominal por eje simple (6 tn) permitida en nuestro país. Es común que estas cargas máximas se superen generando las consecuentes deformaciones en los caminos. Por tal motivo el plan de trabajo incluyó un análisis en el equipo de pista bajo una configuración de carga de 700 y 900 N (equivalentes a una carga máxima por eje simple de 10,5 y 13 tn respectivamente); la carga de 700 N fue elegida pues es representativa de la utilizada en el ensayo de pista en Europa (constituye una sobrecarga en nuestro país), por su parte la carga de 900 N es la que utilizaba el equipo de pista español (norma NLT 173). De manera análoga al estudio de la respuesta ante diferentes temperaturas, los tres tipos de mezclas elaboradas con los tres asfaltos más comúnmente utilizados en carpetas de rodamiento, fueron analizadas bajo cargas crecientes.

3.2. Materiales

Ocho asfaltos de producción comercial en Argentina fueron seleccionados para este estudio, incluyendo cuatro asfaltos convencionales (C1, C2, C3 y C4), un asfalto multigrado (M) y tres asfaltos modificados con polímeros (MP1, MP2 y MP3).

Los diferentes ligantes fueron sometidos a procesos de envejecimiento en el RTFOT (Rolling Thin Film Oven Test) y PAV (Pressure Aging Vessel). Los asfaltos envejecidos en RTFOT representan un envejecimiento del ligante luego del proceso de elaboración de la mezcla en la planta asfáltica. El proceso de PAV representa un envejecimiento del ligante una vez en el pavimento durante la vida útil del mismo. Sobre los asfaltos envejecidos en RTFOT se midieron las propiedades reológicas de los asfaltos para observar la incidencia de este proceso sobre ellas. El material envejecido en PAV se utilizó en la caracterización de los asfaltos mediante la metodología SHRP.

Las principales características de los asfaltos se indican en la Tabla 3.1, incluyendo tanto las propiedades para los ligantes en estado original como luego de envejecido en RTFOT. Entre ellas aparecen los valores tradicionales de penetración y viscosidad Brookfield a 60 °C que se utilizan para las clasificaciones tradicionales por viscosidad y

penetración. En esta tabla se volcaron también el punto de ablandamiento, ductilidad, índice de penetración (IP) y punto de inflamación, esta última relacionada a cuestiones de manejo y seguridad en la planta asfáltica de los ligantes.

Puede observarse en la tabla 3.1 el grado performance (PG) de la especificación de ligantes de Estados Unidos (ASTM D 6373) de los diferentes asfaltos en estudio que fue realizada como parte de caracterización de los mismos. Recordando lo que se comentara en el capítulo 2 el grado de performance PG se define con dos números, por ejemplo 64 -22, y representa el rango de temperaturas en el cual el asfalto brinda buenas prestaciones en lo que respecta a los modos de falla típicos de un pavimento. En el ejemplo el 64 representa la temperatura de alta y se relaciona con las máximas temperaturas en las que el ligante tendría buenas prestaciones frente a las deformaciones permanentes y fatiga. Por su parte el -22, temperatura de baja, es la mínima temperatura a la cual el ligante ofrece resistencia a la fisuración térmica. Estas temperaturas límites se obtienen a partir de mediciones reológicas sobre los ligantes, de hecho el $G^*/\sin\delta$ se usa para definir la temperatura de alta. Más adelante se utilizarán los conceptos de PG y temperatura de alta para comparaciones de las propiedades reológicas junto con los análisis de deformaciones permanentes en mezclas.

Tabla 3.1. Principales propiedades de los ligantes asfálticos estudiados.

Asfalto	C1	C2	C3	C4	M	MP1	MP2	MP3
Modificador	-	-	-	-	químico	EVA	SBS	SBS
Clasificación IRAM 6835	CA-10	CA-20	CA-30	-	-	AM2	AM3-C	AM3-C
Original								
Penetración a 25°C [dmm]	89	60	58	17	60	64	71	64
Punto de ablandamiento [°C]	47,4	54,2	51,8	65,7	58,3	69,2	88,5	95,5
Ductilidad [cm]	+150	+150	+150	+150	85	42	106	118
IP	-0,4	0,2	-0,4	-0,2	1,2	3,4	- ¹	6,9
Punto de inflamación [°C]	346	302	298	- ¹	288	315	306	304
Viscosidad Brookfield a 60°C [Pa.s]	147,2	256,0	297,6	2524	1224	270,4	7472	- ¹
Recuperación Torsional [%]	-	-	-	-	-	67,2	76,7	77,2
¹ No se midió								

Tabla 3.1 (continuación). Principales propiedades de los ligantes asfálticos estudiados.

Asfalto	C1	C2	C3	C4	M	MP1	MP2	MP3
RTFOT								
Penetración a 25°C [dmm]	59	44	37	11	42	45	53	46
Punto de ablandamiento [°C]	51,8	58,2	56,8	69,4	67,8	69,4	74,2	90,0
Ductilidad [cm]	+150	+150	+150	24	18	18	91	96
Viscosidad Brookfield a 60°C [Pa.s]	262,4	480,0	724,0	5960	6760	1880	- ¹	- ¹
Pérdida de masa [%]	0,06	0,12	0,03	0,06	0,03	0,03	0,06	-0,30
Temperaturas de elaboración [°C] ²								
Mezclado	153	155	160	177	183	180	180	180
Compactación	141	146	150	165	171	166	170	170
PG	58-22	64-22	64-16	76-10	70-22	70-28	70-22	70-22

¹ No se midió

² Según criterio de equiviscosidad

3.3. Mezclas asfálticas

Se estudiaron tres mezclas asfálticas para carpeta de rodamiento, una mezcla densa de tamaño máximo 20 mm y dos tipos de mezcla para carpetas especiales, una microaglomerado discontinuo y una Stone Mastic Asphalt (SMA) ambas de tamaño máximo 10 mm.

Estas mezclas representan los casos típicos de capas de rodamiento de pavimentos que se usan en nuestro país y a nivel mundial. Las mezclas densas son utilizadas en las calles urbanas y la mayoría de las rutas. Los microaglomerados y SMA son mezclas con altas prestaciones cuyo mayor uso se da en vías como autopistas o avenidas importantes de ciudad con alto nivel de tránsito y cargas.

3.3.1 Agregados

Las mezclas se elaboraron con agregados de origen granítico de la provincia de Buenos Aires, Argentina. Los agregados gruesos se utilizaron en las fracciones 6-20 mm y 6-12 mm y las arenas fueron de trituración de tamaño 0-6 mm y 0-3 mm. También se utilizaron filler y cal hidráulica, figura 3.1.

Para la fabricación de las mezclas SMA se utilizó fibras de celulosa en pellet, figura 3.2. La tabla 3.2 presenta las características de cada agregado incluyendo peso específico (Pe), absorción en agua (Abs.), desgaste Los Ángeles (LA), granulometría por vía húmeda de los agregados gruesos y finos y granulometría del filler y cal.



Figura 3.1. Agregados utilizados.



Figura 3.2. Fibras utilizadas en la SMA.

Tabla 3.2. Principales propiedades de los agregados.

	Agregado					
	6-20	6-12	0-6	0-3	Filler	Cal
Granulometría	Pasa Tamiz [%]					
Tamiz [mm]						
25,40 (1")	100	100	100	100	100	100
19,00 (3/4")	99,1	100	100	100	100	100
12,50 (1/2")	60,4	99,8	100	100	100	100
9,50 (3/8")	37,5	98,5	100	100	100	100
4,75 (Nº 4)	6,0	8,5	94,8	99,7	100	100
2,36 (Nº 8)	2,8	3,1	65,4	86,3	100	100
1,18 (Nº 16)	2,2	2,2	45,7	62,4	100	100
0,60 (Nº 30)	1,9	1,7	32,8	45,5	100	100
0,30 (Nº 50)	1,5	1,3	23,4	32,0	100	100
0,15 (Nº 100)	1,1	0,9	15,9	21,1	95,1	95,7
0,0075 (Nº 200)	0,8	0,3	11,1	13,5	77,5	90,1
Pe [g/cm ³]	2,727	2,724	2,521	2,640	2,778	2,702
Abs [%]	0,38	0,33	1,7	0,4	-	-
LA [%]	19,5	22,2	-	-	-	-

3.3.2. Diseño de las mezcla

3.3.2.1. Mezcla densa (D-20)

El diseño de esta mezcla se hizo a partir del método Marshall. La misma presenta un tamaño máximo de agregado de 20 mm, de allí su denominación como D-20. Esta mezcla es una de las mezclas densas más comúnmente usadas, está compuesta con las fracciones 6-20, 6-12 y 0-6 mm, filler y cal en las proporciones que se observan en la tabla 3.3 de manera que la curva resultante se encuentre dentro de los límites del huso de la especificación para concretos asfálticos densos, semidensos y gruesos en caliente redactado por la Comisión Permanente del Asfalto (2006), figura 3.3.

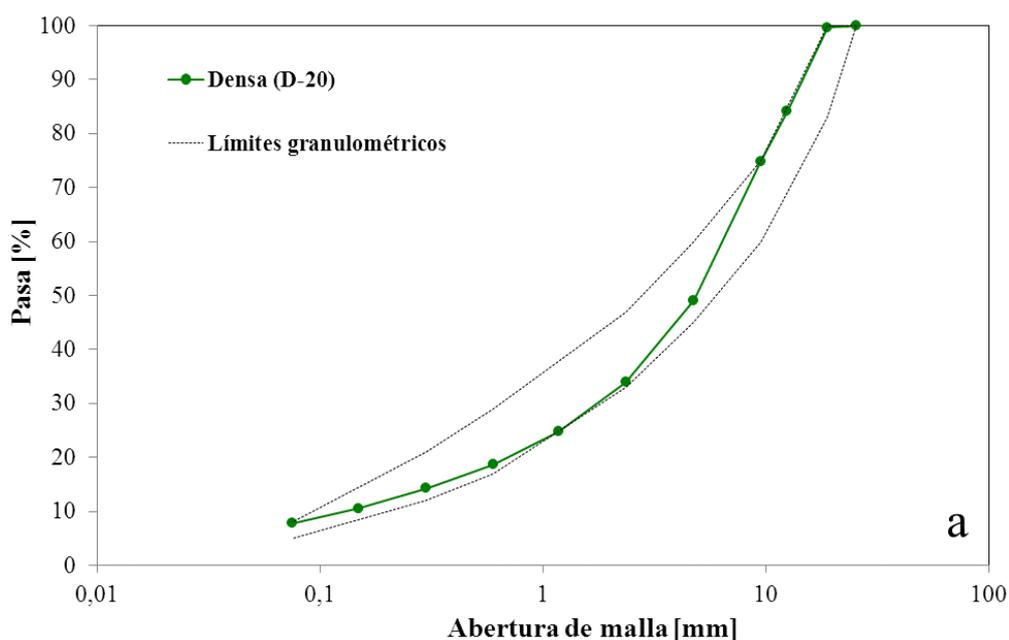


Figura 3.3. Gradación de la mezcla densa (D-20).

Tabla 3.3. Composición granulométrica de la mezcla D-20.

Fracción	6-20 mm	6-12 mm	0-6 mm	Filler	Cal
%	40	12	45	2	1

Para la elección del porcentaje óptimo de ligante se utilizó el asfalto C3 (CA-30) con el que se moldearon, para tres porcentajes de asfalto (4,5; 5,0 y 5,5 %), juegos de probetas con 75 golpes por cara como especifica el pliego de especificaciones técnicas generales de Vialidad Nación por medio del método Marshall (VN E9 y ASTM D 6926). Sobre las mezclas se determinó la densidad Rice y en las probetas la densidad por inmersión, el porcentaje de vacíos (% V), la estabilidad (E) y la fluencia Marshall (F). En la tabla 3.4 se resumen los datos mencionados.

Tabla 3.4. Diseño Marshall para la mezcla D-20.

% asfalto		4,5 %	5,0 %	5,5 %
Densidad promedio	[g/cm ³]	2,418	2,437	2,425
Densidad Rice	[g/cm ³]	2,554	2,526	2,499
% V	[%]	5,3	3,5	2,1
E promedio	[kN]	14,7	16,5	15,6
F promedio	[mm]	3,6	4,1	5,7
Relación E/F*	[kN/mm]	4,1	4,0	2,7

*Relación entre la estabilidad y la fluencia

A partir de estos datos el 5 % de asfalto cumple con los requerimientos de máxima densidad, porcentaje de vacíos entre 3 y 5 % y máxima estabilidad, figura 3.4. A su vez se verifican los requerimientos de vacíos del agregado mineral y la relación estabilidad fluencia entre 2,5 - 4,5 kN/mm.

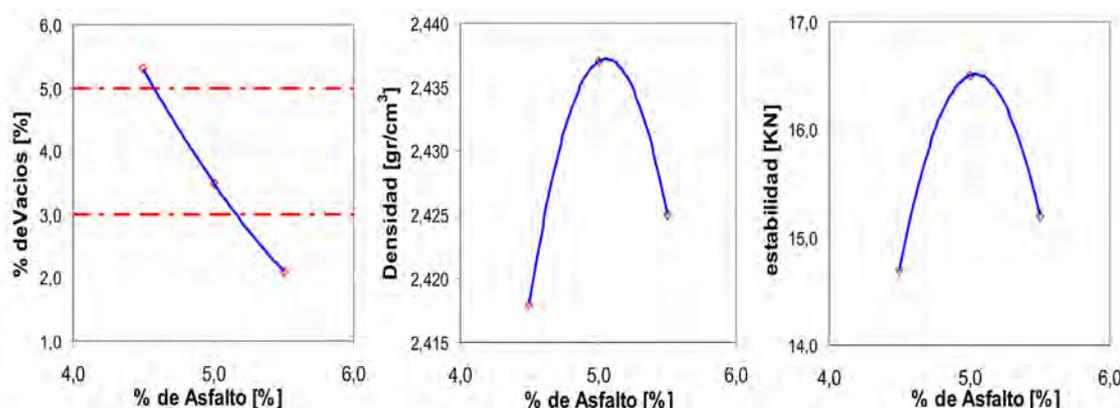


Figura 3.4. Gráficos del diseño Marshall de mezcla densa (D-20).

3.3.2.2. Microaglomerado discontinuo (M-10)

Esta mezcla presenta un tamaño máximo de agregado de 10 mm. Está compuesta con las fracciones 6-12 mm, arena de trituración 0-3 mm, filler y cal en las proporciones que se observan en la tabla 3.5. La curva resultante se encuadra dentro de los límites del huso de la especificación para mezclas asfálticas en caliente de bajo espesor para carpeta de rodadura redactado por la Comisión Permanente del Asfalto (CPA 2005), figura 3.5. Esta curva cumple con el requerimiento que el material que pasa el tamiz N° 4 (4,75 mm) y retiene el tamiz N° 8 (2,36 mm) es menor al 8 % del peso total de agregados que integra la composición. Esta discontinuidad es un requerimiento esencial para lograr una adecuada macro textura de la mezcla asfáltica.

Tabla 3.5. Composición granulométrica del microaglomerado M-10.

Fracción	6-12 mm	0-3 mm	Filler	Cal
%	75	16	8	1

Según el pliego de especificaciones técnicas (CPA 2005), estas mezclas deben ser elaboradas con ligantes modificados del tipo AM2 o AM3. El asfalto AM2 es un asfalto normalmente modificado con polímero EVA mientras el AM3 es un asfalto modificado con polímero SBS. A los efectos de estudio de esta tesis se realizaron mezclas de este tipo con los ligantes convencional y multigrado para observar el efecto de este tipo de asfaltos en estas mezclas.

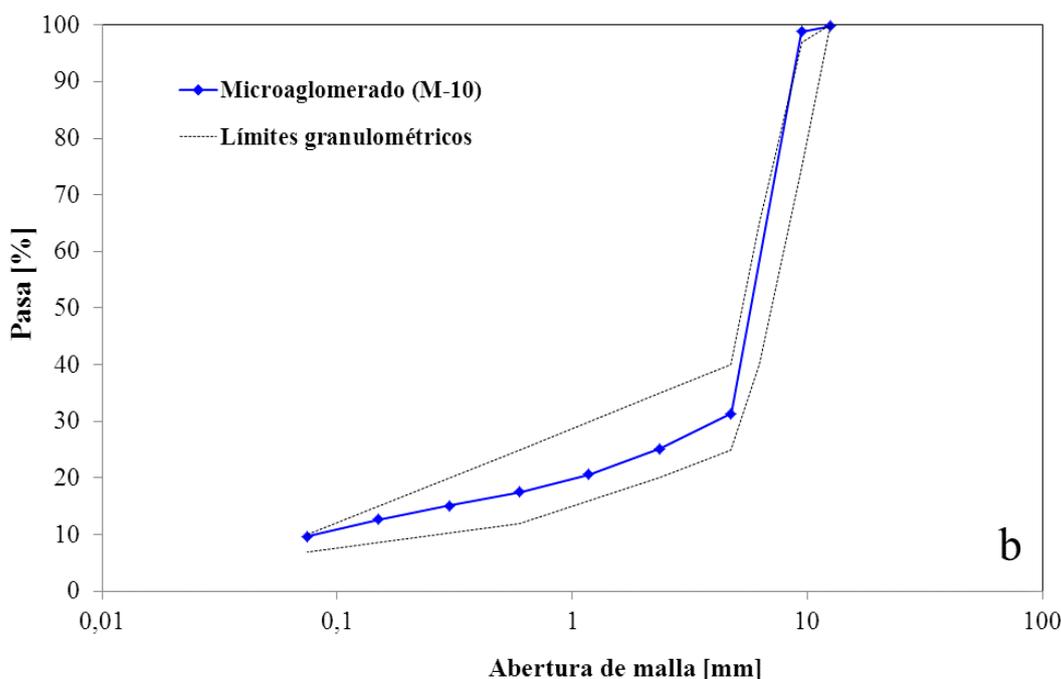


Figura 3.5. Gradación del microaglomerado (M-10).

Para el diseño de la mezcla y definir el porcentaje de ligante se utilizó el asfalto MP2 (del tipo AM3) con el que se moldearon juegos de probetas Marshall con 50 golpes por cara, como especifica el pliego de especificaciones técnicas de Vialidad Nación (1998), para dos porcentajes de asfalto (5,3 y 5,5 %). Sobre las mezclas se determinó la densidad Rice y en las probetas la densidad en parafina, el porcentaje de vacíos y la resistencia a tracción indirecta a 25 °C (RTI). En la tabla 3.6 se resumen los datos mencionados. La densidad de estas mezclas se define en parafina ya que por su alta macrotextura no es posible definir el estado a superficie seca de la metodología por inmersión.

Se observa en la tabla 3.6 que el porcentaje de 5,3 % de asfalto es el que cumple con los requerimientos de la especificación en cuanto a porcentaje de vacíos, por tanto este porcentaje fue el utilizado en las mezclas de microaglomerado. Es de destacar que el porcentaje mínimo de asfalto para estas mezclas es de 5,2 % (especificaciones técnicas CPA, 2005).

Tabla 3.6. Propiedades del microaglomerado M-10.

% asfalto		5,3 %	5,5 %	Requisitos*
Densidad promedio	[g/cm ³]	2,380	2.407	-
Densidad Rice	[g/cm ³]	2,501	2,488	-
% V	[%]	4,9	3,3	4 – 7
RTI a 25 °C	[kPa]	983,8	977,3	-

* Pliego de especificaciones de la Comisión Permanente del Asfalto (2005)

3.3.2.3 Stone Mastic Asphalt (SMA-10)

Esta mezcla presenta un tamaño máximo de agregado de 10 mm. Está compuesta con las fracciones 6-12mm, arena de trituración 0-3 mm, filler y cal. Además presenta la incorporación de fibras de celulosa para permitir la incorporación de un mayor porcentaje de asfalto. Las proporciones de la misma se observan en la tabla 3.7. En la figura 3.6 se observa la curva resultante, esta se encuentra dentro de los límites del huso de la especificación para mezclas asfálticas en caliente de bajo espesor para carpeta de rodamiento redactado por la Comisión Permanente del Asfalto (2005).

Tabla 3.7. Composición granulométrica de la SMA-10.

Fracción	6-12 mm	0-3 mm	Filler	Cal	Fibras
%	75	15,5	8	1	0,5

Estas mezclas normalmente son elaboradas con ligantes modificados del tipo AM3 debido a que el alto porcentaje de asfalto utilizado se necesita un asfalto de alta viscosidad y prestaciones. Sin embargo como el objetivo de esta tesis es estudiar los diferentes tipos de ligantes en diferentes tipos de mezclas se realizaron mezclas SMA con los asfaltos convencionales, multigrado y el modificado con polímero EVA.

Para definir el porcentaje de ligante y las principales características volumétricas de la mezcla se utilizó el asfalto MP2 (del tipo AM3) con el que se moldearon juegos de probetas Marshall con 50 golpes por cara, como define la especificación en sus especificaciones técnicas. Se probaron dos porcentajes de asfalto de 6,0 y 6,5 %. Sobre la mezcla se determinó la densidad Rice y porcentaje de escurrimiento de ligante. Sobre las probetas se determinó la densidad por inmersión, el porcentaje de vacíos y la resistencia a tracción indirecta a 25 °C. En la tabla 3.8 se resumen los datos mencionados. Se observa allí que la mezcla con 6% de asfalto cumple el requerimiento de vacíos de la especificación y a su vez la mayor resistencia a tracción indirecta a 25 °C. Es importante mencionar que el porcentaje mínimo de ligante para esta mezcla se estipula en 6,5% (pliego CPA 2005) pero para este porcentaje de asfalto la mezcla resulta con un muy bajo porcentaje de vacíos para la granulometría que cumple con los límites del huso para los agregados usados en esta tesis. En consecuencia el 6% de asfalto fue el porcentaje de ligante utilizado en todas las mezclas SMA.

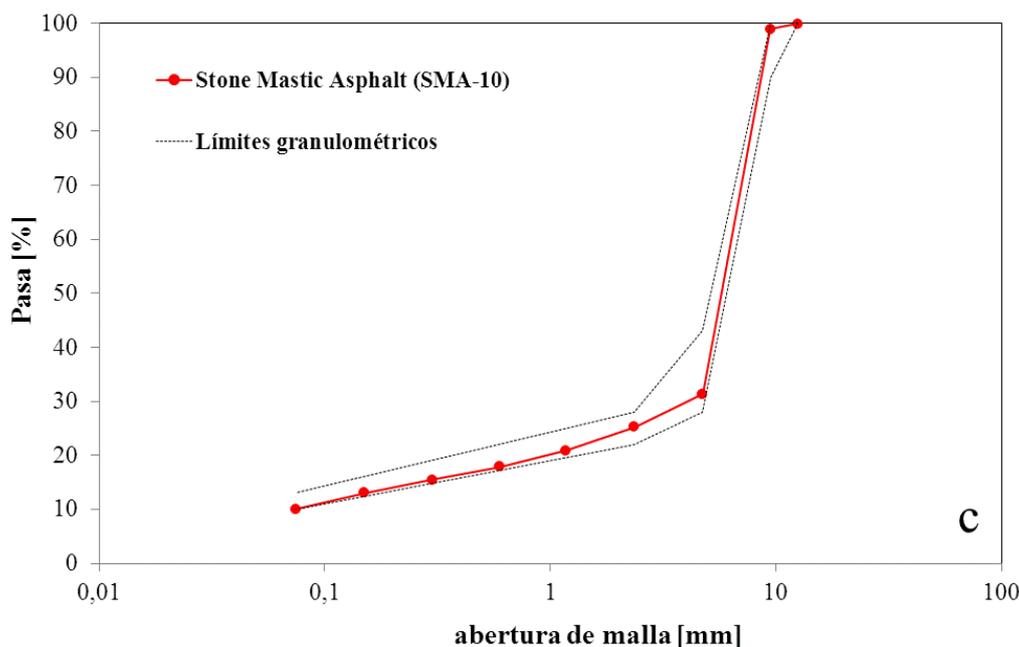


Figura 3.6. Gradación de la SMA (SMA-10).

Tabla 3.8. Propiedades de la SMA-10.

% asfalto		6,0 %	6,5 %	Requisitos*
Densidad _{promedio}	[g/cm ³]	2,400	2.429	-
Densidad _{Rice}	[g/cm ³]	2,482	2,467	-
% V	[%]	3,3	1,6	2 – 4
Escurrimiento**	[%]	0,16	0,18	<0,3
RTI a 25 °C	[kPa]	1018,5	947,4	-

* Pliego de especificaciones de la Comisión Permanente del Asfalto (2005)

**Ensayo según Anexo SMA III del pliego de la Comisión Permanente del Asfalto (2005)

3.4 Metodologías de ensayo

En este apartado se indican los métodos de ensayo empleados a lo largo de la tesis. Se detallan en especial aquellas técnicas utilizadas para la caracterización reológica así como los métodos de evaluación de las deformaciones permanentes en mezclas asfálticas. Para la determinación del resto de las propiedades físicas y mecánicas de los asfaltos y de las mezclas se utilizaron los métodos normalizados de laboratorio de uso corriente. Un listado de los mismos y sus respectivas normas de ensayo se incorpora al final del capítulo.

3.4.1. Métodos de envejecimiento de asfaltos

El proceso natural de envejecimiento de un ligante asfáltico se debe mayormente a la pérdida de compuestos livianos de la estructura del asfalto y por otro lado a la oxidación

producto de la reacción con el oxígeno del aire. En el proceso de elaboración y colocación de una mezcla asfáltica en caliente se somete al ligante a las altas temperaturas y aire lo que produce un envejecimiento acelerado debido a los dos mecanismos mencionados. Una vez colocado en el camino la mezcla asfáltica se ve sometida a un envejecimiento leve pero continuo por oxidación producto del aire y la radiación solar.

El ensayo en horno de película delgada rotativa, Rolling Thin Film Oven Test (RTFOT) en inglés (ASTM D 2872), simula el envejecimiento producido durante la elaboración y colocación de la mezcla mientras que el ensayo de envejecimiento en cámara a presión, Pressure Aging Vessel (PAV) en inglés (ASTM D 6521), simula el proceso de envejecimiento en el pavimento.

3.4.1.1 Envejecimiento en horno de película delgada rotativa (RTFOT)

En este ensayo se expone una delgada película de ligante a calor y aire, simulando aproximadamente la exposición del asfalto durante el proceso de elaboración y manipulación. El ligante a envejecer se coloca en recipientes de vidrio, figura 3.7 izquierda, los que se introducen en un horno de convección calentado eléctricamente, que posee un carrusel en su interior y una boquilla para soplar aire sobre cada recipiente a medida que el carrusel gira dentro del horno, figura 3.7 derecha. Se colocan en el horno ocho recipientes con $35 \pm 0,5$ g de ligante cada uno. El envejecimiento se lleva a cabo a una temperatura de $163 \pm 0,5$ °C durante un lapso de 85 min. El carrusel gira a $15 \pm 0,2$ rpm y el flujo de aire es de 4000 ± 200 ml/min.



Figura 3.7. Ensayo RTFOT. Recipientes de ensayo (Izquierda), Vista interior (Derecha).

Una vez transcurrido el ensayo el asfalto es retirado de los recipientes de vidrio por simple escurrimiento del ligante no raspando el interior de las mismas.

De los ocho recipientes, si se requiere, dos son destinados a determinar la pérdida de masa (volátiles) como indica la ecuación 3.1. La pérdida de masa indica el grado de envejecimiento durante el ensayo. Algunos asfaltos pueden experimentar un aumento en su masa debido a efectos de oxidación durante el ensayo, ver tabla 3.1 asfalto MP3.

$$Perdida\ de\ Masa\ [\%] = 100 \cdot \frac{Peso_{inicial} - Peso_{final}}{Peso_{inicial}} \quad (3.1)$$

3.4.1.2. Envejecimiento en cámara a presión (PAV)

Este ensayo expone el asfalto a la acción de calor y presión para recrear, en pocas horas, años de envejecimiento en el pavimento. Los asfaltos utilizados para este ensayo deben haber sido previamente sometidos al ensayo de RTFOT como es lógico ya que la mezcla antes de sufrir el envejecimiento en el pavimento pasa por el envejecimiento ocurrido en la elaboración.

El equipo consiste en una cámara que somete a la muestra a temperatura y presión, figura 3.21. La cámara ejerce una presión de 2070 kPa a una temperatura que puede ser de 90, 100 o 110 °C. Las diferentes temperaturas tratan de simular distintas condiciones climáticas a las que pueda estar sometido el asfalto en el pavimento. Condiciones climáticas moderadas y extremas son simuladas por los 90 y 100 °C respectivamente mientras los 110 °C se utilizan en asfaltos que serán sometidos a climas desérticos.

Las muestras de asfalto son colocadas en bandejas que se colocan dentro de la cámara en un bastidor, figura 3.8. Una vez alcanzada la temperatura requerida se aplica la presión a la cámara durante un lapso de 20 horas para luego despresurizar lentamente. Una vez finalizada esta etapa las bandejas se colocan en estufa a 163 °C por 30 min para liberar el aire atrapado en la muestra. De esta manera ya se tiene el asfalto en condiciones para los ensayos requeridos.



Figura 3.8. Equipo PAV. Vista general (Izquierda). Bandejas y bastidor (Derecha).

3.4.2 Mediciones reológicas

La respuesta reológica de los ligantes se determinó en un Reómetro de Corte Dinámico (DSR) de Paar Physica S M-KP con un Rheolab MC-100, figura 3.9. El equipo posee un termo estabilizador que permite variar la temperatura de ensayo entre 0 y 90 °C por medio de un sistema de circulación de agua a través de dos cabezales que rodean la muestra de ligante, figura 3.10 izquierda. Incluye distintos accesorios necesarios para su utilización en función de las características de los materiales en estudio y/o la temperatura de ensayo, figura 3.10 derecha. Este equipo posee la

versatilidad de operar en diferentes condiciones permitiendo variar la frecuencia de carga, las deformaciones impuestas o aplicar carga de corte constante.



Figura 3.9. Reómetro de Corte Dinámico (DSR).



Figura 3.10. Vista del plato de carga con cabezales de calentamiento (izquierda). Diferentes accesorios del equipo (derecha).

3.4.2.1. Mediciones de $G^*/\text{sen}\delta$

Para realizar las determinaciones de $G^*/\text{sen}\delta$ la operatoria de análisis es sencilla, una muestra del ligante en estudio es colocada entre los dos platos paralelos del DSR; uno de estos platos es fijo y el otro es móvil, figura 3.11. El plato móvil rota en ambos sentidos aplicando tensión de corte τ a la muestra hasta una deformación determinada a una frecuencia de oscilación establecida. El tipo de carga que se genera es del tipo sinusoidal como se observa en la figura 3.12 en la cual se alcanza una tensión de corte máxima. Las deformaciones que ocurren producto de la aplicación de cargas también siguen una ley sinusoidal y en particular por ser el asfalto un material viscoelástico se

presentan con un cierto desfase δ respecto a la aplicación de la carga como se indica en la figura 3.12. Ese desfase es variable en función de la temperatura, la velocidad de carga y del material en sí. Por ejemplo, a bajas temperaturas el asfalto se comporta como un sólido elástico no habiendo un desfase entre la aplicación de carga y la deformación mientras que a altas temperaturas el asfalto es un fluido viscoso con un desfase entre la aplicación de carga y la consiguiente deformación.

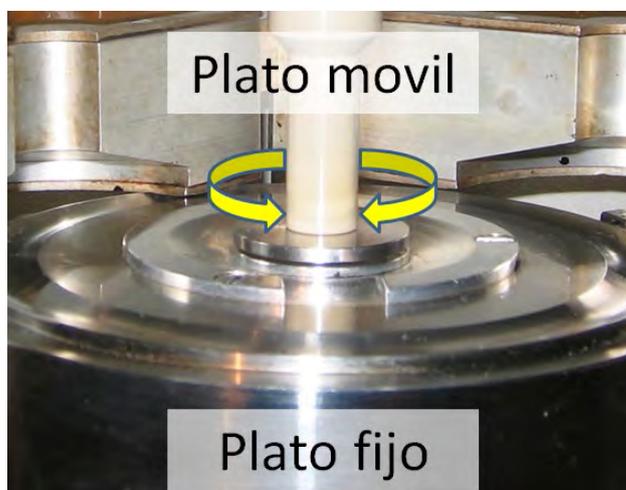


Figura 3.11. Detalle del plato de carga.

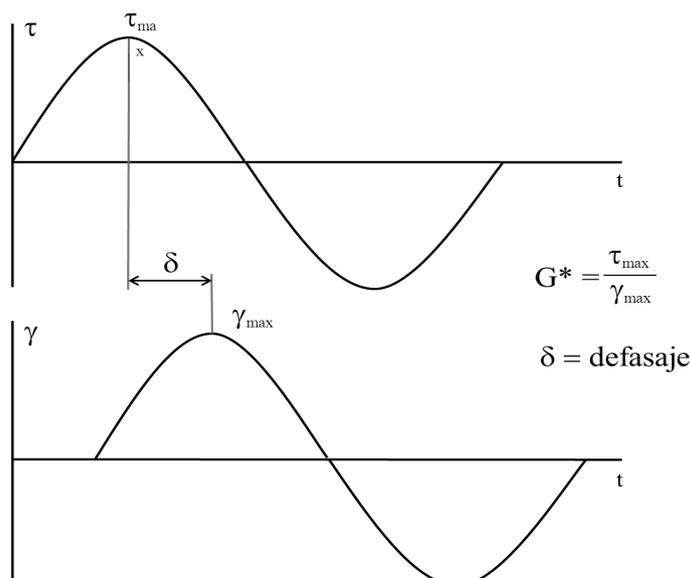


Figura 3.12. Respuesta esfuerzo deformación.

El aparato se encarga de medir el torque aplicado para lograr la deformación requerida para cada oscilación a la frecuencia especificada y los ángulos de rotación que se producen en función del tiempo recopilando las diferentes mediciones para calcular, por medio de un software, los valores de τ_{max} y γ_{max} a partir de las ecuaciones 3.2 y 3.3.

$$\tau_{\max} = \frac{2T_{\max}}{\pi r^3} \quad (3.2)$$

$$\gamma_{\max} = \frac{\theta r}{h} \quad (3.3)$$

donde

T_{\max} = máximo torque aplicado.

r = radio del plato de ensayo.

θ = ángulo de rotación.

h = espesor de la muestra.

Si bien el software calcula de manera automática estos valores es de suma importancia que el radio de la muestra sea de las dimensiones del plato utilizado y el espesor de la muestra sea el especificado ya que el software la toma por defecto en un valor fijado por el operario previo al ensayo. A partir de las mediciones realizadas por el equipo se calcula:

- El Módulo complejo (G^*) que expresa la resistencia total del material a deformarse. Definido como el cociente entre el torque máximo aplicado y la deformación máxima experimentada que en este ensayo es la impuesta previamente, figura 3.12.
- El ángulo de fase (δ) que muestra la respuesta del material a partir de la diferencia en el tiempo entre que aparecen las deformaciones y el torque impuesto. Este parámetro da una idea del comportamiento viscoelástico del material, es decir, la relación de deformación que es recuperable o elástica y la no recuperable o viscosa, figura 3.12.

Como se mencionara la muestra es sometida a una amplitud de deformación fija en cada ciclo de oscilación. Esa amplitud de deformación debe ser tal de asegurar que el material se encuentra dentro del régimen lineal visco-elástico. Con valores de amplitud de deformación por corte entre 1 a 12 % se asegura estar dentro de este régimen. La elección de esta amplitud es función de la rigidez del material. Materiales blandos o ensayados a altas temperaturas serán sometidos a valores de entre 10 y 12 % de deformación mientras materiales rígidos o ensayados a bajas temperaturas serán sometidos a deformaciones cercanas al 1 %.

Con los datos aportados por el reómetro de corte se obtiene el parámetro $G^*/\sin\delta$ de cada asfalto para las condiciones de frecuencia y temperatura impuestas.

Los diferentes asfaltos en estudio fueron sometidos a un barrido de temperaturas entre 40 °C y 80 °C a las frecuencias de $\omega_1 = 10$ 1/ s y $\omega_2 = 0,6$ 1/ s. Este barrido de temperaturas se llevó a cabo sobre el material en estado original y luego de envejecido en RTFOT.

La frecuencia ω_1 es la elegida por las especificaciones SRHP para los ensayos de caracterización de ligante en el DSR comparable a un vehículo circulando a 80 Km/h.

La ω_2 fue elegida para aproximarse a la frecuencia correspondiente a la velocidad de circulación de la rueda del equipo de rueda cargada de forma de poder comparar los resultados.

Los ensayos en el DSR se llevaron a cabo en todos los casos con el plato de 25 mm y 1 mm de espesor de la muestra. Las amplitudes impuestas fueron tales de asegurar estar dentro del límite lineal visco-elásticos de cada ligante.

3.4.2.2. Medición de ZSV - Ensayo de Creep

Las ZSV de los ligantes en estudio se determinaron en ensayos de creep en el DSR siguiendo la norma CEN prEN 15325. En este protocolo un ensayo de creep a tensión y temperatura constantes es llevado a cabo durante un lapso especificado. Las deformaciones o curvas a lo largo del tiempo en la muestra son medidas y transformadas en compliance. Como se mencionara en el inciso 2.3.4.2.b en el capítulo 2 el compliance se define como la deformación medida dividida la tensión aplicada. De esta forma se independiza las mediciones del nivel de tensión aplicado si se está dentro del rango lineal visco-elástico del ligante.

A partir de la curva de compliance en el tiempo la ZSV se determina a partir de los últimos 15 minutos tal como indica la ecuación 3.4.

$$ZSV = \frac{900}{J_{final} - J_{final-15min}} [Pa.s] \quad (3.4)$$

donde

J_{final} es el compliance al final de la etapa de fluencia

$J_{final-15min}$ es el compliance 15 minutos previos al final del ensayo

El tiempo de creep es variable dependiendo del tipo de asfalto, se busca alcanzar un estado estable de flujo el cual se reconoce a partir de que existe una tasa de deformación en función del tiempo constante. La norma especifica un tiempo de una hora para asfaltos convencionales y de cuatro horas para asfaltos modificados. Estos tiempos de ensayo deben ser suficientes como para alcanzar un estado estable de flujo. Los asfaltos convencionales no presentan inconvenientes en alcanzar un estado estable de flujo en menos de una hora, en cambio los asfaltos modificados si luego de cuatro horas no se alcanzó el estado estable, el ensayo se continúa por cuatro horas más. Si pasado este tiempo sigue sin alcanzarse el estado estable, se da por finalizado el ensayo y se toma la viscosidad calculada denotando que no se alcanzó el estado de flujo estable.

El nivel de tensiones aplicado se debe elegir de manera de estar dentro del régimen visco-elástico lineal del asfalto. Para definirlo se realiza un ensayo exploratorio de la respuesta del asfalto a diferentes niveles de tensión desde 500 a 20 Pa. Se mide la viscosidad estable para cada nivel, si se está dentro del rango lineal viscoelástico las viscosidades no diferirán más de un 5 %. Para esta tesis, dada las características de resolución del DSR, no se pudieron aplicar tensiones más bajas que 100 Pa. Con estos valores igualmente la respuesta de los asfaltos en estudio estuvo dentro del rango viscoelástico lineal.

3.4.2.3. Barrido de deformaciones

Este ensayo es complementario del barrido de frecuencias para asegurar que las mediciones de este ensayo se hagan dentro del rango lineal visco-elástico del asfalto. Para ello la amplitud de oscilación impuesta en el DSR no debe ser excesiva. El límite de la deformación máxima aplicable se define en un barrido de deformaciones realizado en el DSR en donde la muestra del ligante asfáltico es sometida a amplitudes variables a una frecuencia y temperatura determinadas. Las mediciones de módulo complejo G^* para las distintas amplitudes impuestas, figura 3.13, se mantiene constante a bajas deformaciones hasta un determinado valor de para el que empieza a disminuir. Airey (2002) define el límite lineal visco-elástico como aquella deformación para la cual el valor de G^* disminuye a un 95 % del máximo valor medido.

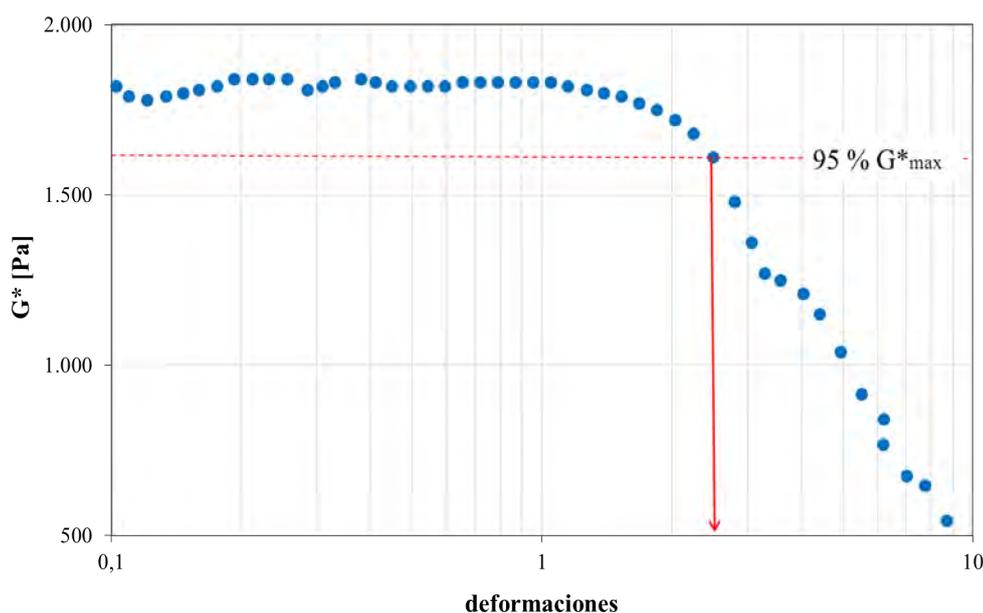


Figura 3.13. Módulo complejo (G^*) versus deformaciones.

3.4.2.4. Medición de la LSV – Ensayo de barrido de frecuencias

Para determinar la LSV se empleó el método de barrido de frecuencias. Los barridos de frecuencias se realizaron para las temperaturas 10 a 80 °C en pasos de 10 °C cada vez. Dependiendo de la temperatura de ensayo se varió la geometría del accesorio a utilizar. Para las temperaturas de 10 a 30 °C se utilizó la configuración de dos platos paralelos de 8 mm de diámetro y 2 mm de espesor de la muestra abarcando un rango de frecuencias de 0,5 a 10 Hz. Para las temperaturas de 40 a 80 °C se utilizó la configuración de platos paralelos de 25 mm de diámetro y 1 mm de espesor de la muestra en un rango de frecuencias de 1 a 10 Hz. Estos cambios de geometría responden a lograr una óptima medición por parte del DSR teniendo en cuenta las resoluciones del mismo y la rigidez de los ligantes.

El DSR recopila los valores de G^* a las distintas frecuencias para cada temperatura de ensayo. A modo de ejemplo en la figura 3.14 se observa el resultado de los barridos de frecuencia realizados sobre el ligante C1 en estado original en el rango de temperaturas de 10 a 70 °C.

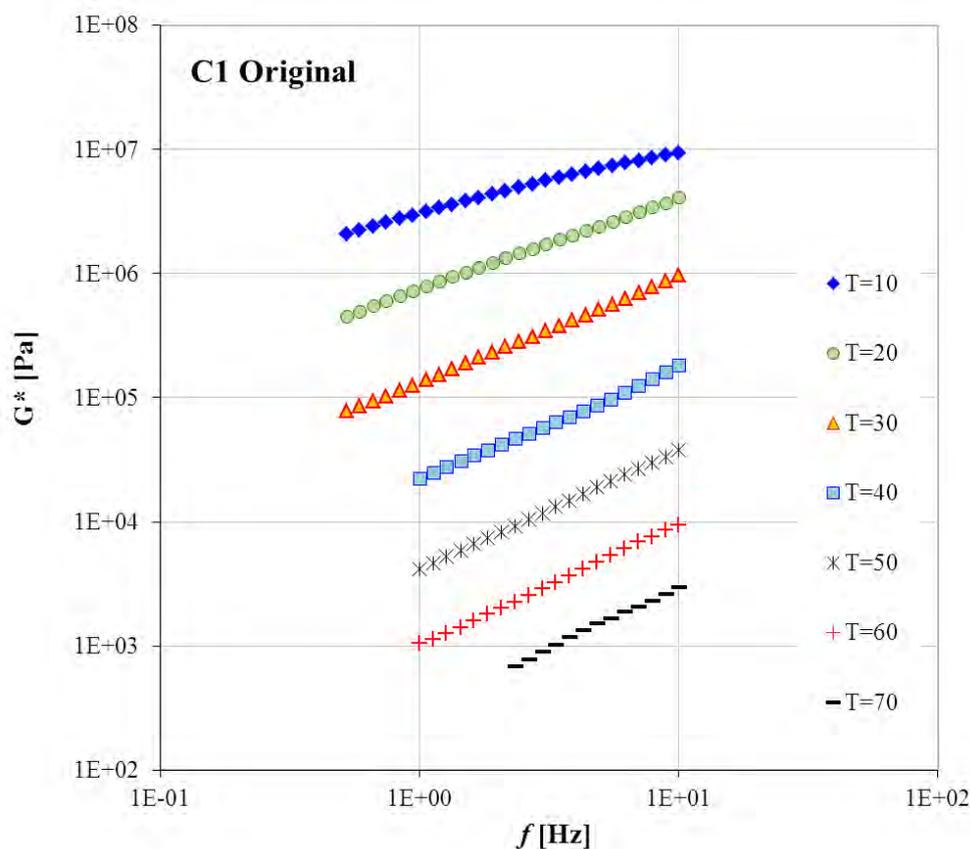


Figura 3.14. Resultado de un barrido de frecuencias en el DSR.

Todas las mediciones se realizaron asegurando estar dentro del rango lineal viscoelástico de cada ligante. Para ello se realizaron previamente barridos de deformaciones para conocer los valores de deformaciones admisibles para asegurar dicho régimen.

Con los barridos de frecuencia a diferentes temperaturas se construyeron curvas maestras del módulo G^* en función de la frecuencia para las temperaturas de referencia de 50, 60, 70 y 80 ° C. Para ello se utilizó el principio de superposición Tiempo-Temperatura (Ferry 1980, Airey 2002, Lesueur 2009), por medio del cual el efecto de incrementar la velocidad de carga (o disminuir la frecuencia) sobre las propiedades de un material es equivalente a incrementar la temperatura. De esta forma no es necesario aplicar un amplio rango de frecuencias, se puede tomar el mismo rango de frecuencias para distintas temperaturas y luego generar corrimientos de los efectos hacia las bajas o altas frecuencias, dependiendo del caso, tomando una temperatura como referencia y obtener la curva de comportamiento para un mayor rango de frecuencias al estudiado, figura 3.15.

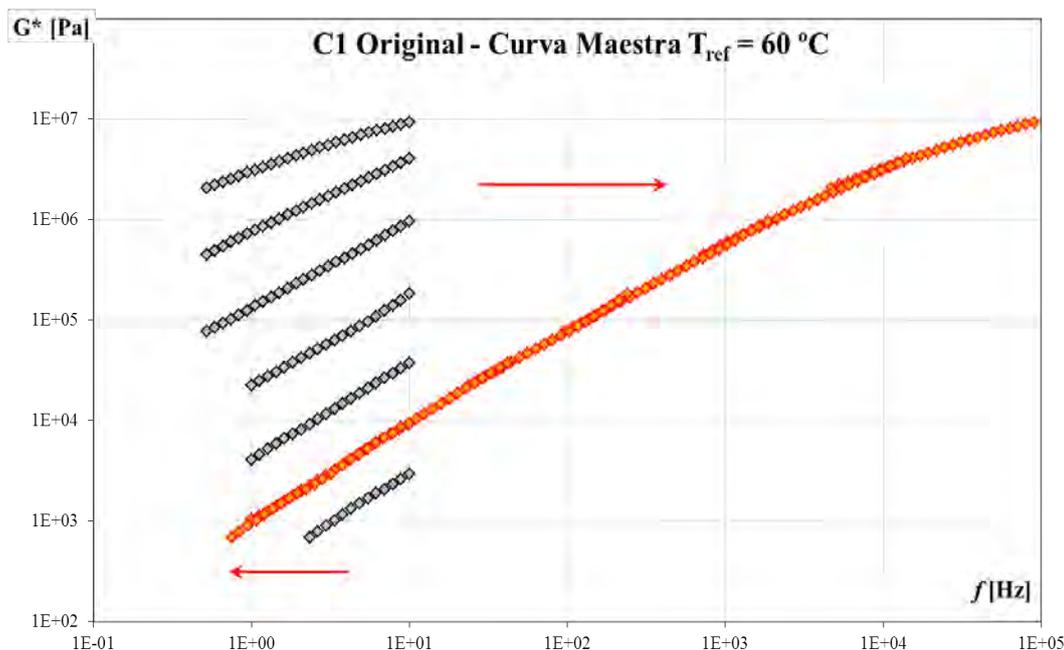


Figura 3.15. Curva maestra generada por corrimientos de los barridos de frecuencias.

Los valores de G^* se convierten en viscosidad compleja como se indica en la ecuación 3.5 y se obtiene una curva maestra de la viscosidad a la temperatura de referencia citada. Luego los datos de viscosidad compleja en función de la frecuencia se ajustaron utilizando el modelo de Cross, ecuación 3.6.

La LSV es una viscosidad a una velocidad de corte o frecuencia reducida. En esta tesis, siguiendo el criterio de De Visscher et al. (2009), se calcularon los valores de LSV a la frecuencia de 0,001 Hz para cada temperatura de referencia a partir de utilizar los ajustes obtenidos con el modelo de Cross.

$$\eta' = \frac{G^*}{\omega} \quad (3.5)$$

$$\eta' = \eta'_\infty + \frac{\eta'_0 - \eta'_\infty}{1 + (k \cdot \omega)^n} \quad (3.6)$$

donde

η' es la viscosidad compleja medida

η'_0 es la ZSV

η'_∞ es la viscosidad a frecuencia infinita

K y n son constantes del modelo

ω es la frecuencia

⁷ ω es la frecuencia expresada en rad/s.

3.4.3. Medición de deformaciones permanentes sobre mezclas asfálticas

La medición en el laboratorio de las deformaciones permanentes se realizó en condiciones controladas de carga y temperatura en un equipo de rueda cargada. Las probetas utilizadas en este ensayo se compactaron en un compactador de placa, especialmente diseñado para el lo. A continuación se describen las metodologías de compactación de las probetas de mezcla asfáltica y el ensayo de rueda cargada.

3.4.3.1 Compactación con compactador de placa

Este equipo está especificado en la norma UNE 12697-33 (2006) y es utilizado para moldear placas de mezcla asfáltica para usarse en el ensayo de pista o bien para aserrar vigas para ensayos de fatiga. En él una cantidad de mezcla prefijada es compactada sobre un molde rectangular y sometida a la acción de una carga generada por un rodillo liso o equivalente, figura 3.16. El rodillo se desplaza sobre la mezcla generando un efecto de amasado a velocidad constante. Esta metodología se asemeja al procedimiento en obra y permite reproducir una amplia gama de presiones de compactación similares a la de los equipos de campo. A partir de este equipo es posible obtener probetas otorgando una energía de compactación controlada o bien hasta que se obtiene un volumen especificado y por tanto un volumen de vacíos determinado.



Figura 3.16. Equipo compactador de placa.

Las probetas de laboratorio para los ensayos deben tener dimensiones de 300 mm de lado con 50 mm de espesor y se compactaron en moldes específicos, figura 3.17, cuya función es la contención del material durante la compactación y las posteriores maniobras de manipuleo y ensayo.



Figura 3.17. Molde para probetas de ensayo de rueda cargada.

Las probetas se compactan para obtener un volumen previamente especificado. La masa a colocar es función de la densidad máxima de la mezcla, las dimensiones del molde, el espesor de la placa requerido y el porcentaje de vacíos buscado, ecuación 3.7. Esta masa a temperatura de compactación se vuelca sobre el molde sin segregarse y se distribuye en forma uniforme.

$$M = 1 \times 10^{-3} \cdot L \cdot l \cdot e \cdot \rho_{\max} \cdot \left(\frac{100 - v}{100} \right) \quad (3.7)$$

donde

M es masa de la mezcla en Kg

L , l y e las dimensiones del molde en mm

ρ_{\max} densidad máxima de la mezcla en Kg/m³

v el porcentaje de vacíos.

Con la mezcla colocada en el molde se aplica una determinada presión mediante una placa y por medio de movimientos de la mesa inferior hacia atrás y adelante, figura 3.18, se genera un amasado de la mezcla asfáltica la cual se acomoda dentro del molde hasta lograr que toda la mezcla entre en él. Este movimiento alternativo hacia atrás y adelante equivale a una pasada. La norma UNE 12697-33 especifica que todo el proceso de compactación se debe llevar a cabo con 20 a 50 pasadas.

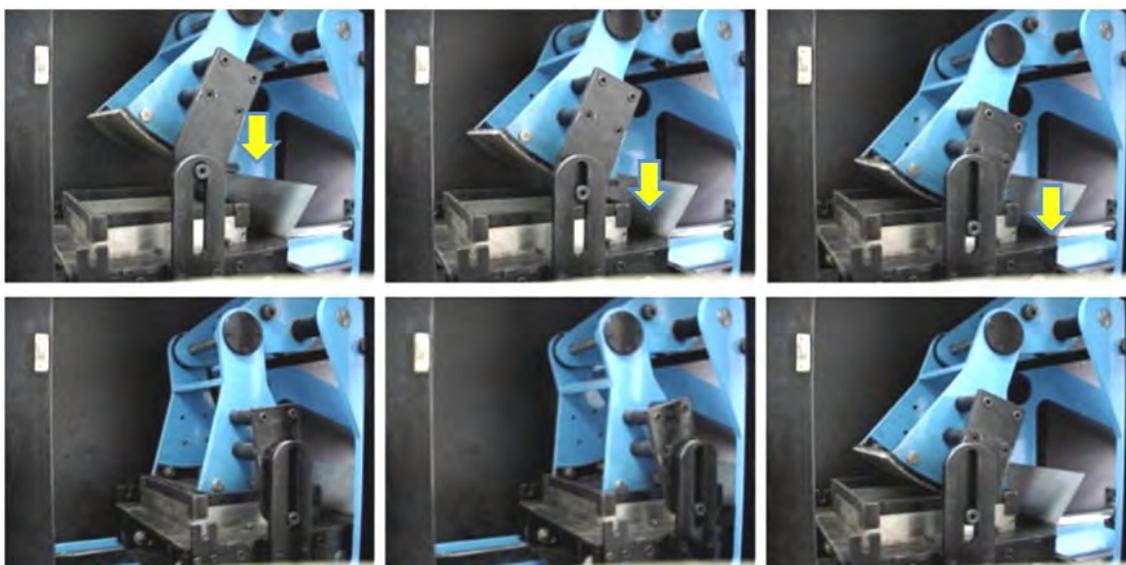


Figura 3.18. Detalle de la placa compactando.

Para un control de compactación las probetas fueron desmoldadas y se evaluaron las densidades por inmersión para asegurar que al menos se obtuvo un 98 % de la densidad buscada.

3.4.3.2. Ensayo de rueda cargada

El ensayo de rueda cargada se utilizó para caracterizar el desempeño frente a las deformaciones permanentes de las mezclas asfálticas en condiciones controladas de laboratorio. El equipo de ensayo, figura 3.19, responde al especificado en la norma B.S. 598 parte 110 y consiste en una rueda de goma maciza de 207 mm de diámetro y 47 mm de ancho, que cargada con $520 \pm 5 \text{ N}$, se desplaza sobre una muestra de concreto asfáltico con movimiento alternativo dentro de un recorrido de 230 mm a razón de 21 ciclos por minuto. La norma especifica una duración del ensayo de 60 minutos o hasta alcanzar una profundidad de huella de 15 mm y una temperatura de ensayo de 45 o 60 °C con una variación de $\pm 1 \text{ °C}$ preferentemente. En esta tesis la duración del ensayo fue de 120 minutos y las temperaturas seleccionadas fueron 50, 60, 70 y 80 °C; estas temperaturas se seleccionaron ya que representan el rango de temperaturas donde se manifiestan los problemas de deformaciones permanentes en mezclas asfálticas. Durante el ensayo se midieron las deformaciones permanentes producidas en la mezcla asfáltica en intervalos de 1 minuto por medio de adquisición electrónica a través de un LVDT, figura 3.19.



Figura 3.19: Equipo de rueda cargada. Vista general (izquierda);
Detalle LVDT (derecha).

En la figura 3.20 se observa una curva típica de deformaciones permanentes (ϵ_p) en función de tiempo obtenida en un ensayo de rueda cargada. El proceso de ahuellamiento en el ensayo presenta dos etapas bien diferenciadas una zona primaria en los primeros minutos del ensayo donde las deformaciones aumentan rápidamente con cambios de volumen producto de un acomodamiento inicial del material. Luego se produce una zona secundaria en la cual las deformaciones se estabilizan y la velocidad de deformación tiende a ser constante con pocos cambios de volumen. Aquí las deformaciones son del material y dependen de la resistencia que ofrece la mezcla a deformarse, por tanto las deformaciones en esta etapa es tan relacionadas a las características resistentes de los materiales. Es posible que ocurra una zona de flujo terciario en donde las deformaciones vuelven a incrementarse rápidamente. Este flujo terciario es una inestabilidad asociada a deformaciones con cambio de volumen

producto de una excesiva deformación. Este flujo terciario es difícil que ocurra en los ensayos de rueda cargada encontrándose siempre las dos primeras zonas.

El objetivo perseguido en esta tesis es evaluar las características resistentes que ofrecen los materiales frente al ahuellamiento y por lo tanto se centraron los estudios en la zona secundaria en donde la velocidad de deformación tiende a un valor constante.

A partir de los datos de deformaciones permanentes recopilados, los mismos se ajustaron al modelo potencial, ecuación 3.8. Los 10 primeros datos se descartaron ya que afectan significativamente el resultado del ajuste.

$$\varepsilon_p = a \cdot t^b \quad (3.8)$$

donde

ε_p son las deformaciones permanentes medidas

t es el tiempo

a y b las constantes de ajuste

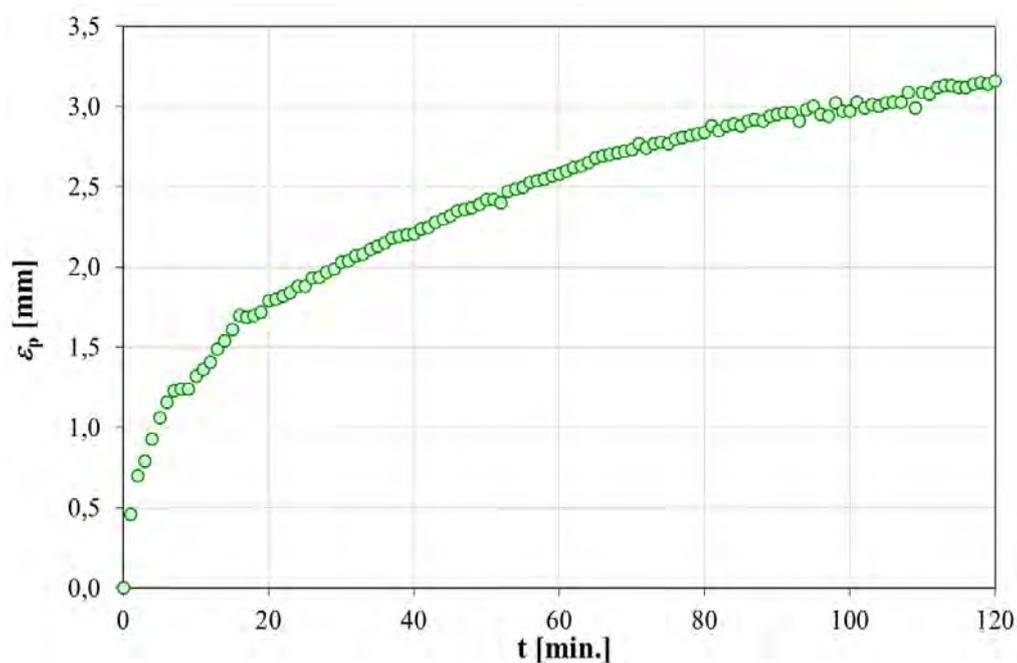


Figura 3.20. Curva típica de deformaciones permanentes en función del tiempo obtenida en un ensayo de rueda cargada.

De los datos ajustados se calcula el parámetro velocidad de deformación al final del ensayo (Vd_{120}). La Vd_{120} define la tasa de crecimiento de la profundidad de huella. Esta se determina con la ecuación 3.9, donde D_{120} y D_{105} corresponden a la deformación para 120 y 105 minutos respectivamente.

$$Vd_{120} = \frac{D_{120} - D_{105}}{15 \text{ min}} \left[\frac{\mu\text{m}}{\text{min}} \right] \quad (3.9)$$

La velocidad de deformación Vd_{120} evaluada aquí representa la respuesta de la mezcla a la condiciones impuesta en el último periodo de ensayo. Durante esta etapa el aumento de deformaciones se estabiliza tendiendo a una velocidad de crecimiento constante. Es posible calcular una velocidad de deformación para la primera parte del ensayo (Vd_{60}) como indica la ecuación 3.10, donde D_{60} y D_{45} corresponden a la deformación para 60 y 45 minutos respectivamente. Los valores de Vd_{60} son siempre mayores a los de Vd_{120} (Agnusdei et al. 2006 y 2007a) y se correlacionan de manera excelente con los de Vd_{120} . Además al tomar la Vd_{60} es posible que esta se vea afectada por las deformaciones de la zona primaria de acomodamiento del material.

$$Vd_{60} = \frac{D_{60} - D_{45}}{15 \text{ min}} \left[\frac{\mu\text{m}}{\text{min}} \right] \quad (3.10)$$

En este estudio se tomara la Vd_{120} como parámetro distintivo de la resistencia de las mezclas asfálticas al ahuellamiento y en adelante será denominada como Velocidad de deformación (Vd), cabe aclarar también que en adelante cuando se nombre a los ahuellamientos de las mezclas se estará haciendo referencia a la Vd obtenida en el ensayo de rueda cargada.

Se podría haber elegido para la evaluación de los ahuellamientos la deformación al final del ensayo. Sin embargo este valor es tá afectado de un error muy variable dependiendo de las condiciones de moldeo de la probeta de ensayo y de características particulares de la misma. Al respecto es posible tener dos ensayos de una misma mezcla que presenten valores muy distintos de deformación al final del ensayo, por tanto diferente comportamiento. Sin embargo si se analizan con la Velocidad de deformación se observa que en realidad ambas probetas muestran comportamientos similares. En consecuencia la velocidad de deformación es un parámetro más confiable para caracterizar la resistencia al ahuellamiento de las mezclas en el ensayo de rueda cargada.

Las normas BS 598 y CEN 12697 permiten calcular lo que se denomina como ahuellamiento proporcional, proportional Rut depth en inglés, a partir de dividir la deformación permanente al final del ensayo por la altura de la probeta. Este parámetro en definitiva no es diferente de tomar la deformación de la probeta al final del ensayo con las implicancias mencionadas anteriormente.

Bajo la configuración de la norma BS 598 los 520 N de carga se aplican sobre una impronta de la rueda de aproximadamente 1000 m^2 que generan una presión de contacto de 520 kPa sobre el concreto asfáltico.

En esta tesis se estudiaron dos configuraciones más de carga de 700 y 900 N que se corresponden con 700 y 900 kPa de presión de contacto aproximadamente. Para generar estas dos configuraciones de mayor carga sólo fue necesario aumentar el peso en la viga cantiléver. En la figura 3.21 se observan los pesos de las diferentes configuraciones de carga y en la figura 3.22 los mismos colocados en el equipo de pista.



Figura 3.21. Pesos de las diferentes configuraciones de carga.

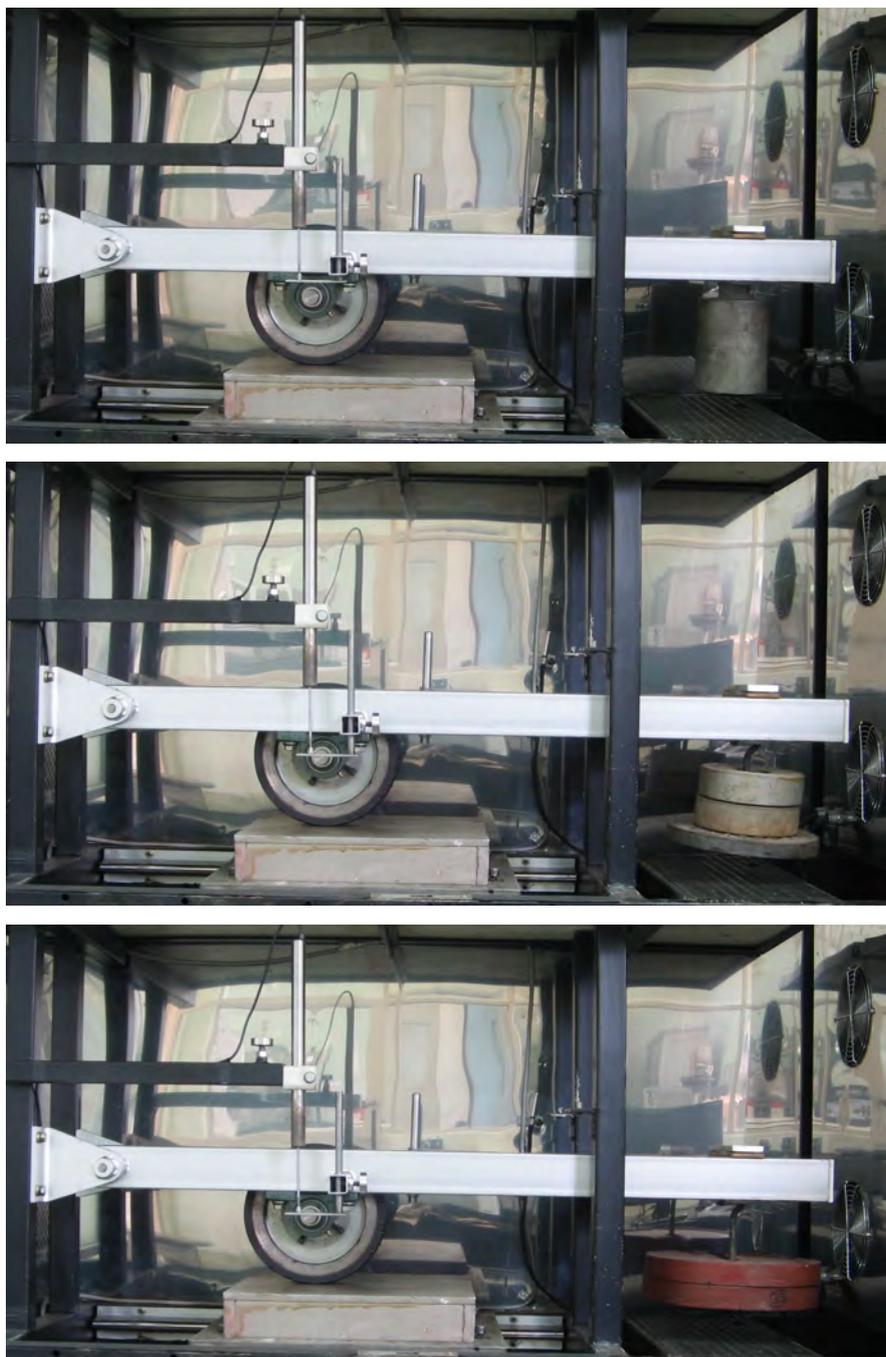


Figura 3.22. Detalle de las diferentes configuraciones de carga.

La carga de 520 N del equipo de pista inglés genera una presión de contacto equivalente a una carga máxima por eje de ruedas simples de 8 tn; está es similar a la carga permitida en Argentina para un eje simple (6 tn). En Europa la nueva configuración de carga para los ensayos de rueda cargada dentro de la UNE 12697-22 es de 700 N, lo que equivale a un eje de ruedas simple de 10,5 tn que correspondería a una sobrecarga en nuestro país. Es por eso que en este estudio se seleccionó como principal el ensayo de rueda cargada con 520 N y como estudio complementario el aumento de carga a 700 N manteniendo la velocidad de la rueda y el tiempo de ensayo de la BS 598. Por otro lado existe una vasta experiencia en el país con el equipo de rueda cargada según la norma BS 598 parte 110 (Agnusdei et al. 2006, 2007a y b, 2008).

3.5 Otras propiedades físicas y mecánicas de los asfaltos y de las mezclas

Otras propiedades físicas y mecánicas de asfaltos y mezclas fueron utilizadas en el desarrollo de la tesis para el diseño y caracterización. Estos métodos se encuentran normalizados y son extensamente conocidos en el campo vial. En la Tabla 3.9 se indican los métodos empleados y sus respectivas normas o recomendaciones de ensayo.

Dentro de las determinaciones tradicionales se realizaron mediciones de viscosidad Brookfield a altas temperaturas (135, 150, 170 y 190 °C) para la obtención de las curvas de viscosidad en función de la temperatura que se utilizaron para definir las temperaturas de mezclado y compactación de las mezclas elaboradas con los diferentes ligantes según el criterio de eq uiviscosidad. Según este criterio las temperaturas de mezclado y compactación se definen para una viscosidad de 0,28 y 0,17 Pa.s.

Tabla 3.9. Restantes ensayos realizados sobre asfaltos, agregados y mezclas asfálticas.

Ensayos	Norma	Observaciones
Asfaltos		
Penetración a 25 °C	IRAM 6576 ASTM D 5	
Punto de ablandamiento	IRAM 6841 ASTM D 36	
Viscosidad Brookfield	IRAM 6837 ASTM D 4402	
Punto de inflamación	IRAM 6555 ASTM D 92	
Ductilidad a 25 °C	IRAM 6579 ASTM D 113	
Índice de penetración (IP)	IRAM 6604	
Recuperación elástica por torsión	IRAM 6830 NLT 329	No existe equivalente ASTM.

Tabla 3.9 (continuación). Restantes ensayos realizados sobre asfaltos, agregados y mezclas asfálticas.

Ensayos	Norma	Observaciones
Asfaltos		
Determinación del módulo complejo (G^*) y ángulo de fase (δ) con el DSR	ASTM D 7175	Normas de referencia para la determinación del PG
Determinación de la temperatura de baja con el Binder Beam Rheometer (BBR)	ASTM D 6816	Normas de referencia para la determinación del PG
Determinación del módulo de creep en flexión - BBR	ASTM D 6648	Normas de referencia para la determinación del PG
Propiedades de fractura - Direct Tensile Test (DTT)	ASTM D 6723	Normas de referencia para la determinación del PG
Agregados		
Peso específico y absorción Agregado grueso	IRAM 1533 ASTM C 127	
Peso específico y absorción Agregado fino	IRAM 1520	
Peso específico filler y cal	NLT 179	
Desgaste Los Ángeles	IRAM 1532 ASTM C 131	
Granulometría filler y cal	ASTM D 546	
Equivalente arena	IRAM 1682 ASTM D 2419	
Concentración crítica del filler	IRAM 1542	
Mezclas		
Densidad por inmersión en agua	ASTM D 2726	
Densidad en parafina	ASTM D 1188	
Densidad máxima Rice	ASTM D 2041	Norma IRAM en estudio
Moldeo Marshall**	ASTM D 6926	Norma IRAM en estudio
Estabilidad y fluencia Marshall**	ASTM D 6927	Norma IRAM en estudio
Resistencia a tracción indirecta	IRAM 6846 ASTM D 6931	
* NLT. Normativa española		
**Procedimiento dentro de las especificaciones de Vialidad Nación (VN E9-86)		

