

## *Capítulo 6*

### *Efecto de la temperatura y el nivel de carga sobre el desarrollo del ahuellamiento en el ensayo de rueda cargada*

#### **6.1. Introducción**

La temperatura del pavimento y las cargas de tránsito son dos variables que tienen un rol preponderante en el desarrollo de deformaciones permanentes en los pavimentos. El ensayo de rueda cargada tiene en cuenta estas variables pero establece condiciones estandarizadas que no son siempre las que ocurren en un pavimento asfáltico.

Es evidente que al momento de seleccionar el mejor ligante para una dada aplicación ambas variables, temperatura y cargas a las que estará expuesto el pavimento, serán determinantes. Por tal motivo es de interés evaluar la sensibilidad del ensayo de rueda cargada y de los límites establecidos para el ahuellamiento para cada una de ellas.

En este capítulo se utilizó el ensayo de rueda cargada para el estudio de desempeño de mezclas expuestas a diferentes temperaturas; tales resultados se analizan en relación a la LSV de los asfaltos para plantear una relación que las vincule. El objetivo es poder predecir el desempeño de diferentes mezclas asfálticas a partir de conocer la LSV del asfalto con la cual se elabora tomando en cuenta la temperatura a la que se verá sometida la mezcla en el pavimento. Posteriormente se observa el desempeño de las mismas mezclas bajo diferentes niveles de carga. Finalmente se completa el análisis con el estudio de los desempeños a diferentes temperaturas y cargas conjuntamente con la LSV.

Para ello se seleccionaron las tres gradaciones para mezclas asfálticas de carpeta de rodamiento antes diseñadas; la mezcla densa (D-20), el microaglomerado (M-10) y el Stone mastic asphalt (SMA-10).

En cuanto al tipo de ligante el estudio incluye mezclas elaboradas con el asfalto convencional (C3), el asfalto multigrado (M) y el modificado con polímero SBS (MP3).

Estos tres ligantes asfálticos representan adecuadamente a los asfaltos más usados en la actualidad.

Cabe destacar que es importante para una correcta caracterización del ligante asfáltico considerar las propiedades del mismo en estado original y luego de envejecido. Por lo tanto las relaciones planteadas se analizan para ambas condiciones.

## **6.2. Efecto de la temperatura**

La performance de las mezclas elaboradas fue estudiada en condiciones controladas de laboratorio en el equipo de rueda cargada realizado a temperaturas de 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.

En forma paralela y con el fin de establecer la vinculación con las propiedades del asfalto, sobre cada ligante en estado original y envejecido en RTFOT se midió la LSV para las mismas temperaturas de referencia (50, 60, 70 y 80 °C).

### **6.2.1. Análisis de los resultados**

En primer lugar es importante describir características de las mezclas en estudio que servirán de apoyo a lo largo del análisis de resultados. La mezcla D-20 es una mezcla densa continua que lleva un 5 % de asfalto mientras que las mezclas M-10 y SMA-10 tienen gradaciones abiertas (casi monogranulares) muy similares. Este tipo de granulometría les confiere una gran macrotextura. Los porcentajes de asfalto para estas mezclas son 5,3 y 6 % respectivamente. La otra diferencia que se presenta entre las mezclas M-10 y SMA-10 es la incorporación de 0,5 % de fibras de celulosa a la SMA con la finalidad de poder incorporar el mayor porcentaje de asfalto que lleva sin que se escurra. Todas las mezclas presentan un porcentaje de cal del 1 %.

En la tabla 6.1 se presentan los resultados de la velocidad de ahueamiento (Vd) conjuntamente con la LSV de los asfaltos de las mezclas estudiadas, incluyendo resultados de LSV para el estado original y luego de envejecido en RTFOT. Las mezclas se identifican en función del tipo de gradación, el asfalto utilizado, la temperatura de ensayo y la carga aplicada.

Es de destacar la baja LSV que presenta el ligante MP3 envejecido en RTFOT para la temperatura de 80 °C, tabla 6.1. Esta LSV es prácticamente del mismo orden que la del asfalto en estado original. El asfalto envejecido en RTFOT representa el estado en que el ligante se encuentra luego de la fabricación de la mezcla, por tanto es esperable un mayor valor de LSV luego del envejecimiento. Sin embargo esto no es el caso del ligante MP3 sobre todo a la temperatura de 80 °C.

Diferentes estudios ponen de manifiesto que el ensayo de RTFOT no representa el envejecimiento realmente ocurrido durante la elaboración de la mezcla de los asfaltos modificados con polímero (Bahia et al. 2001 y Jia et al. 2005). A la temperatura fijada para el proceso (163 °C), la elevada viscosidad de estos asfaltos genera que no roten dentro del recipiente de vidrio por lo que no se forma una delgada capa de ligante durante el ensayo. Bajo este escenario no se representan las condiciones de exposición a

las que se ve sometido el ligante en la planta asfáltica. Por otro lado normalmente los asfaltos modificados son expuestos a severas condiciones durante la elaboración con lo que el RTFOT no representa adecuadamente las condiciones reales a las que se ve expuesto el asfalto. En esta tesis la temperatura de preparación de las mezclas para el ligante MP3 fue de 180 °C. A esta temperatura se produce un envejecimiento importante del asfalto. Esto explicaría por qué el ligante MP3 luego de ser sometido al RTFOT tiene una baja LSV a 80 °C.

Tabla 6.1. Resultados de LSV de los asfaltos y Vd de las diferentes mezclas

Asfalto	T [°C]	LSV original [Pa.s]	LSV RTFOT [Pa.s]	Vd [ $\mu\text{m}/\text{min}$ ]		
				D-20	M-10	SMA-10
C3	50	1012,4	2674,5	3,9	4,2	3,4
	60	252,5	559,3	9,5	14,8	11,2
	70	83,2	159,5	23,8	37,9	24,0
	80	34,3	58,4	.*	.*	.*
M	50	3631,1	15267,4	2,4	1,8	2,1
	60	947,5	3199,4	3,2	3,2	3,3
	70	308,1	863,9	6,7	10,4	8,4
	80	120,5	288,5	14,1	30,0	16,7
MP3	50	7669,9	24952,9	2,3	1,4	1,8
	60	2459,3	5169,0	3,0	1,8	1,9
	70	911,3	1367,7	3,5	2,6	3,0
	80	383,1	445,0	4,9	4,1	3,8

\* No se midió

Debido a la posibilidad de una inadecuada caracterización de la LSV del asfalto MP3 en RTFOT, se estudiaron diferentes modificaciones del ensayo normalizado. Una de ellas fue la introducción de una varilla helicoidal de acero dentro del recipiente de vidrio para fomentar el giro del ligante, figura 6.1 (Agnusdei y Iosco 2000). La otra variante estudiada fue la realización del ensayo a 180 °C, temperatura de mezclado del MP3, para disminuir la viscosidad del mismo. Paralelamente se procedió a la recuperación del ligante asfáltico MP3 de una probeta de mezcla elaborada en condiciones regulares para contrastar los resultados de las condiciones planteadas con el envejecimiento realmente ocurrido. La recuperación del asfalto se realizó con la metodología especificada en la norma ASTM D 1856.

Sobre los diferentes ligantes envejecidos se realizaron mediciones de LSV a las temperaturas de 50, 60, 70 y 80 °C. En la tabla 6.2 se muestran estos resultados junto con los valores para el MP3 luego del RTFOT estándar. Se observa allí que la LSV del MP3 recuperado de mezcla es mayor que la obtenida del asfalto luego del RTFOT

tradicional, poniendo de manifiesto el problema planteado originalmente. A su vez de las dos variantes estudiadas, la que arrojó valores similares de LSV al MP3 recuperado fue aquella en la cual se aumentó la temperatura. La incorporación de la varilla helicoidal no produjo cambios apreciables en los resultados de LSV.

En función de los resultados encontrados en adelante se considera para el asfalto MP3 los resultados de LSV del asfalto recuperado de mezcla.



Figura 6.1. Varilla helicoidal dentro del recipiente de vidrio del RTFOT.

Tabla 6.2. LSV del asfalto MP3 de diferentes procesos de envejecimiento en RTFOT y recuperado de mezcla.

T [°C]	RTFOT <sup>(1)</sup>	RTFOT <sup>(2)</sup>	RTFOT <sup>(3)</sup>	Recuperado de mezcla
50	24952,9	8073,9	21881,6	35824,8
60	5169,0	2306,0	6471,5	9103,7
70	1367,7	784,2	2220,4	2766,8
80	445,0	309,9	867,9	982,5

(1) RTFOT realizado a 163 °C durante 85 min.

(2) RTFOT a 163 °C durante 85 min. con varilla Helicoidal.

(3) RTFOT a 180 °C durante 85 min.

Para analizar los resultados de la tabla 6.1 en lo que se refiere al efecto de la temperatura sobre el ahuellamiento en las figuras 6.2 a 6.4 se muestran los resultados de la V de n función de la temperatura de ensayo. Considerando los resultados correspondientes a las mezclas tipo D-20 (figura 6.2) elaboradas con un mismo ligante se observa como a medida que aumenta la temperatura de ensayo se verifica como era de esperar una merma en el desempeño, incrementando Vd y los ahuellamientos. Sin embargo al comparar la respuesta de mezclas elaboradas con diferentes asfaltos se observa que Vd se incrementa muy rápidamente para la mezcla con el asfalto C3 en menor medida con el asfalto M y la sensibilidad a los cambios de temperatura dentro del rango estudiado es muy baja para el caso de MP3. En conclusión una misma mezcla presenta distintas susceptibilidad térmica dependiendo del tipo de ligante. Asimismo es de resaltar que también parece modificar el umbral de temperatura para la cual se

produce un rápido incremento del ahuellamiento, en este caso parece abarcar todo el rango estudiado en el C3, resulta del orden de 60 °C para M y mayor a 70 °C para MP3.

Un análisis similar puede hacerse a partir de los resultados en las mezclas tipo M-10 y SMA-10 con idénticas conclusiones a las mencionadas para las mezclas D-20. En la figura 6.3 se aprecia que las mezclas M-10 con C3 y M presentan una susceptibilidad térmica más marcada que las otras mezclas no habiendo diferencias apreciables cuando se considera al asfalto MP3. Se observa que una vez superado el umbral de temperatura antes mencionado este tipo de mezclas presentan una marcada inestabilidad con rápido incremento de ahuellamientos.

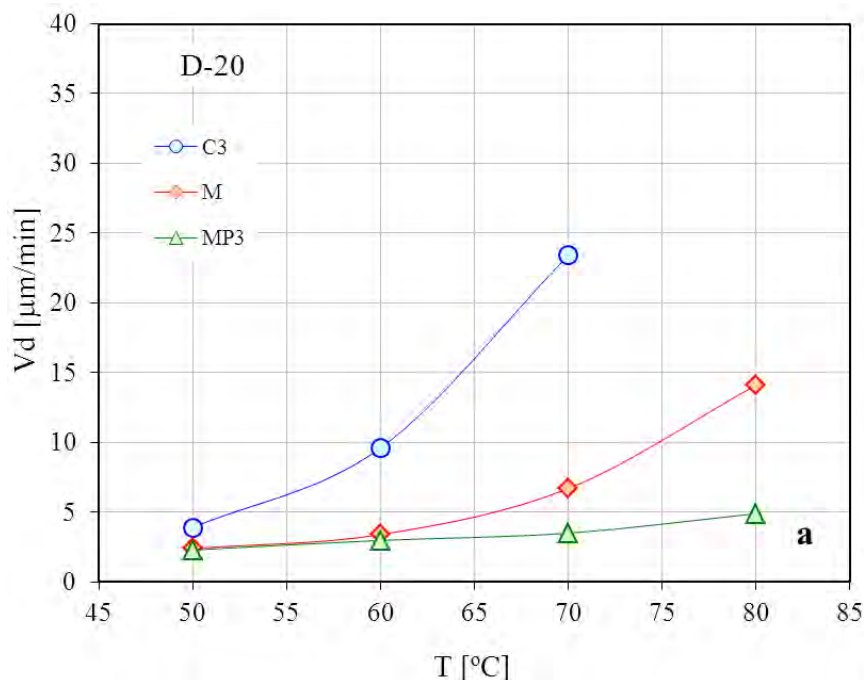


Figura 6.2. Relación Vd-Temperatura con los distintos asfaltos de la mezcla D-20.

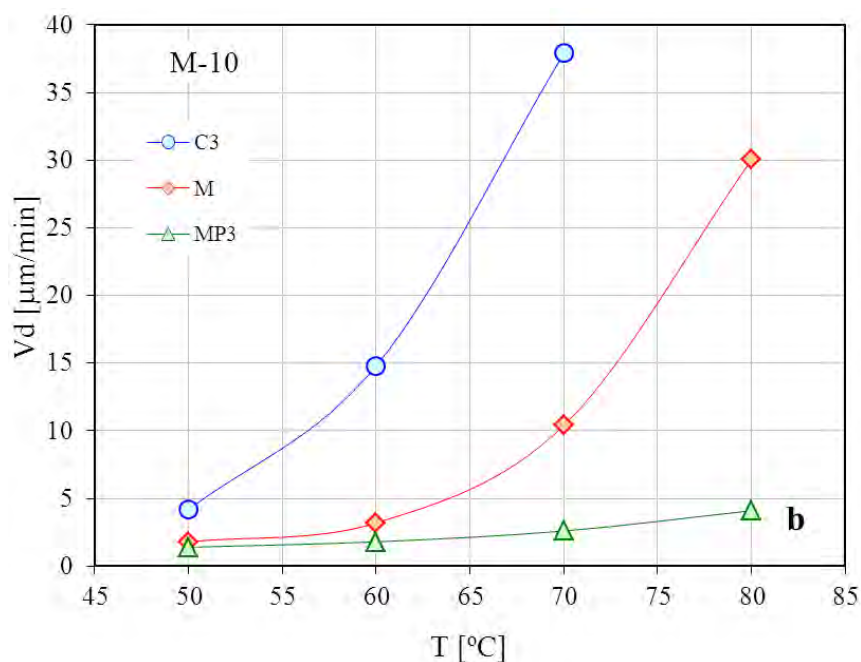


Figura 6.3. Relación Vd-Temperatura con los distintos asfaltos de la mezcla M-10.

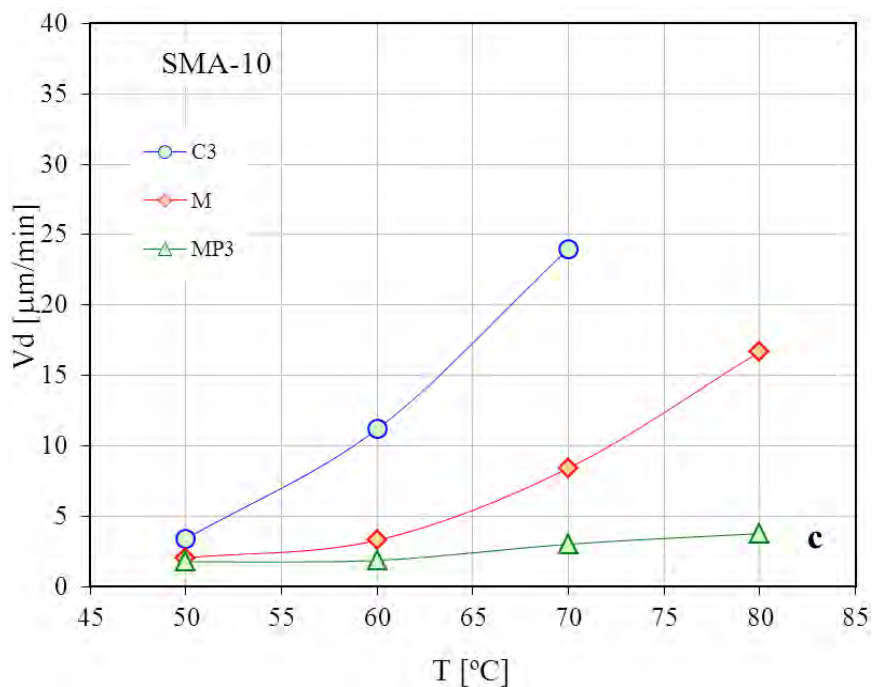


Figura 6.4. Relación Vd-Temperatura con los distintos asfaltos de la mezcla SMA-10.

En la figura 6.5 se observan fotografías de la mezcla M-10 elaborada con el asfalto C3 y de la mezcla SMA-10 elaborada con el asfalto MP3 luego del ensayo. Se aprecia que conforme el tipo de mezcla y ligante empleados se producen diferencias significativas en las deformaciones permanentes.



Figura 6.5. Aspecto de diferentes muestras después del ensayo de rueda cargada. Mezcla M-10 C3 (Arriba), mezcla SMA-10 MP3 (Abajo).

La inestabilidad observada en las mezclas M-10 C3 y M-10 Ms debe a la baja viscosidad del ligante (a altas temperaturas) que cumple una función de lubricante entre agregados, favorecida por el alto porcentaje de asfalto (5,3%), que no mantiene cohesionada la estructura pétreo casi monogranular que esta gradación posee. Por lo tanto se producen excesivas deformaciones y un mayor ahuellamiento ( $V_d$  alto). La mezcla SMA utilizada en esta tesis presenta, como ya se mencionara, una configuración granulométrica similar al microaglomerado y por tanto sería susceptible de sufrir una falla similar a bajos valores de viscosidad, efecto que no se observa en los resultados. Una posible explicación sea que las fibras que posee la SMA aumenten la viscosidad del mastico asfáltico (asfalto, más finos y fibras en el caso de la SMA) y permiten mantener la cohesión de la mezcla con un nivel más bajo de ahuellamiento que en la mezcla M-10. Es importante destacar que las mezclas elaboradas con MP3 presentaron muy bajos valores de  $V_d$  para todo el rango de temperaturas independientemente del tipo de mezcla considerado.

Con el fin de establecer una relación con las propiedades del ligante dentro del rango de temperaturas estudiadas, en la figura 6.6 se representa la  $V_d$ , de la mezcla tipo D-20, en función de la LSV de los asfaltos en estado original para cada temperatura. Se observa que independientemente del tipo de asfalto las mezclas presentan una tendencia de comportamiento. Para incrementos de la LSV, relacionadas a menores temperaturas (tabla 6.1), corresponden menores  $V_d$  en el ensayo de rueda cargada. Las mezclas del tipo M-10 y SMA-10 presentan el mismo comportamiento como se observa en las figuras 6.7 y 6.8.

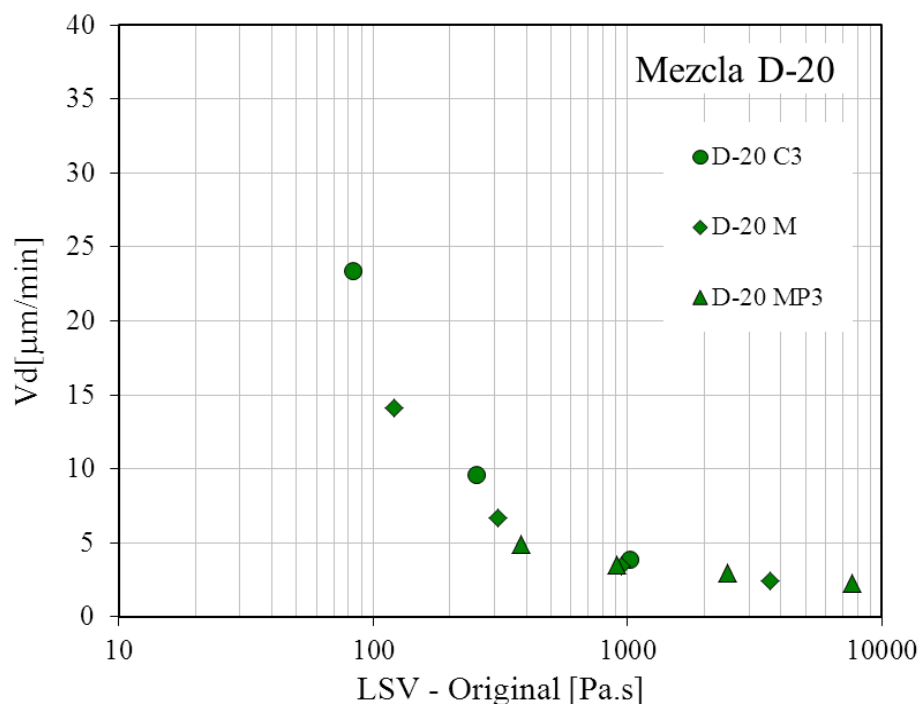


Figura 6.6.  $V_d$  de las mezclas D-20 en función de la LSV de los asfaltos.

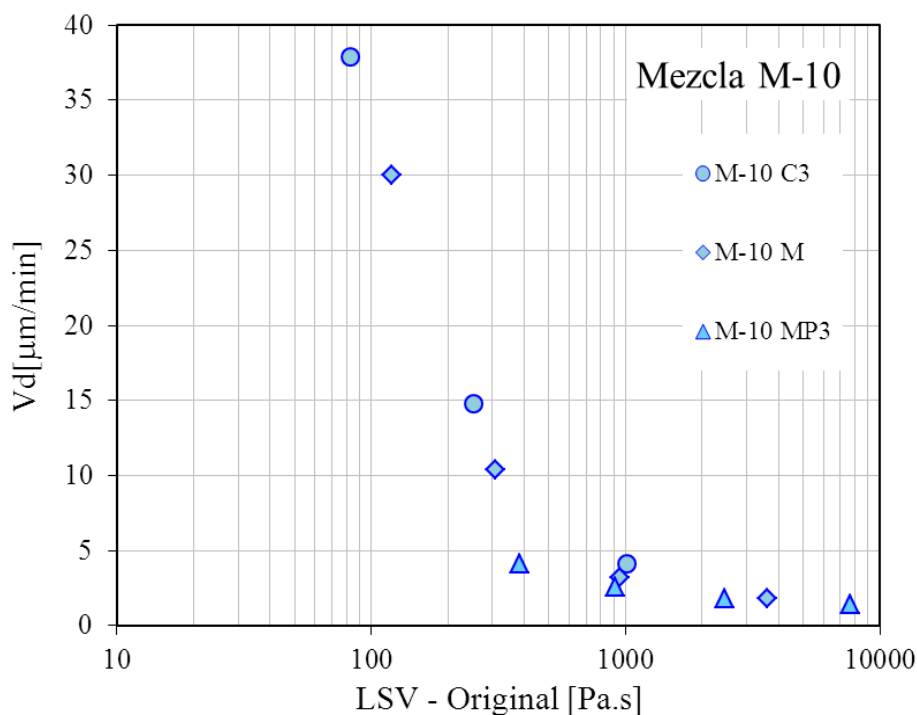


Figura 6.7. Vd de las mezclas M-10 en función de la LSV de los asfaltos.

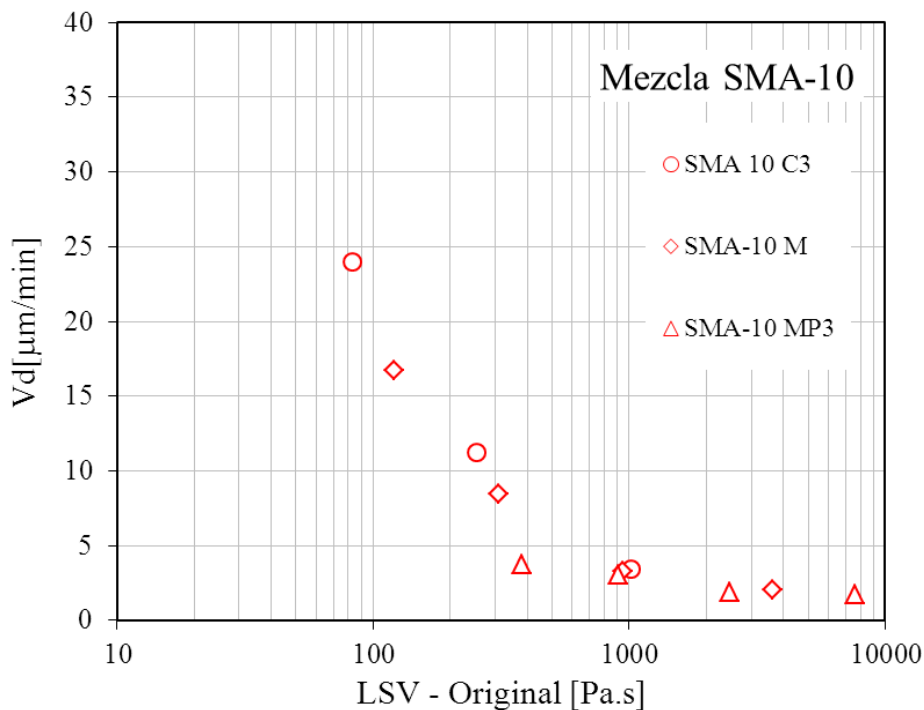


Figura 6.8. Vd de las mezclas SMA-10 en función de la LSV de los asfaltos.

En la figura 6.9 se muestra de manera conjunta las relaciones de Vd-LSV anteriores, se observa que los tres tipos de mezclas estudiadas siguen una tendencia similar. Además se observa en la figura 6.9 cómo para bajos valores de LSV se produce un manifiesto cambio en la Vd. En el capítulo 5 se observó este comportamiento y se anticipó el estudio de este aspecto en este apartado. En esta oportunidad con mayor cantidad de resultados en diferentes mezclas y a distintas temperaturas surge que, con valores de LSV en el límite original menores de 500 Pa.s aparecen cambios



significativos en la resistencia frente a las deformaciones permanentes de las mezclas para todo el rango de temperaturas y ligantes estudiados.

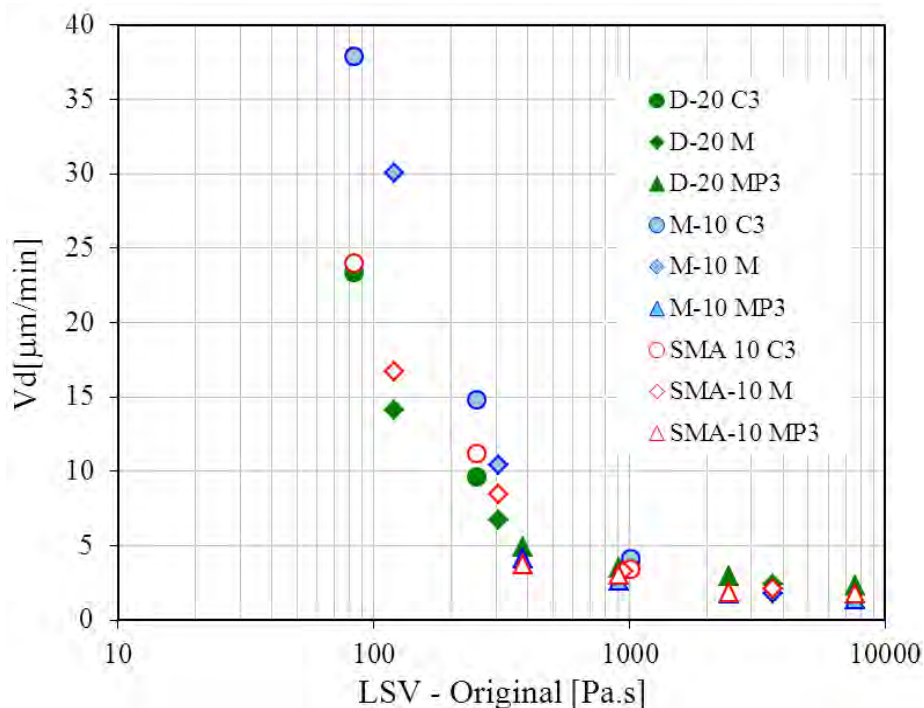


Figure 6.9. Vd versus LSV del asfalto para las diferentes mezclas.

Es importante para una correcta caracterización del ligante asfáltico considerar las propiedades del mismo en estado original y luego de envejecido. Por otro lado a veces solo se cuenta con muestras de mezcla de pavimento directamente u obtenidas de la planta asfáltica. En consecuencia resulta de interés conocer las relaciones de los ahuellamientos con las propiedades del ligante envejecido. En la figura 6.10 se representa la Vd en función de la LSV de los asfaltos luego del proceso de RTFOT para cada temperatura. Cabe aclarar que los valores de LSV del MP3 pertenecen a los resultados obtenidos del asfalto recuperado de mezcla debido a la inadecuado envejecimiento presentado por este asfalto en el ensayo de RTFOT. Volviendo al estudio de la figura 6.10 se observa allí como nuevamente las distintas mezclas siguen una tendencia general solo que el cambio en el comportamiento de la velocidad de deformación (Vd) se produce para valores alrededor de los 2000 Pa.s.

Los valores de 500 y 2000 Pa.s de LSV del asfalto representan un límite, para cada condición del ligante (original o envejecido), en el aporte del asfalto en la resistencia a las deformaciones permanentes. Además el cambio observado en el comportamiento se produce independientemente del tipo de ligante. Sin embargo cada asfalto presentara esas viscosidades a diferentes temperaturas y en función de esta varía el umbral donde la mezcla ya no tiene resistencia al ahuellamiento. Por lo tanto esta representa la máxima temperatura aceptable del pavimento. Similar a este razonamiento es el concepto de la especificación de asfalto ASTM D 6373 (1999) para obtener la temperatura de alta del grado de desempeño (PG) con la diferencia de que la propiedad reológica utilizada es el parámetro  $G^*/\sin\delta$  que tiene como valores límites a los 1 y 2,2 kPa para el asfalto original y envejecido respectivamente.

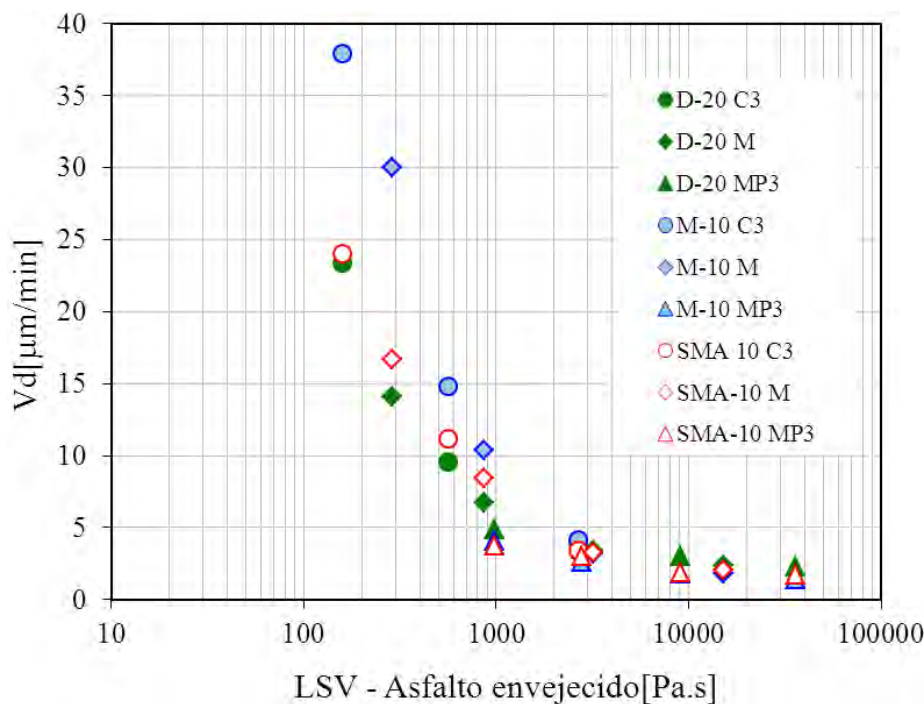


Figura 6.10. Vd versus LSV del asfalto envejecido.

En las figuras 6.11 y 6.12 se representan las curvas de LSV de los asfaltos, en estado original y envejecido, en función de la temperatura. A partir de los resultados obtenidos es posible calcular a qué temperatura cada uno de los ligantes estudiados tiene una LSV de 500 y 2000 Pa.s ( $T_{500}$  y  $T_{2000}$  respectivamente). Tomando en consideración estas dos temperaturas se define la máxima temperatura del pavimento en la que el ligante puede utilizarse en una mezcla asfáltica sin que sufra deformaciones permanentes excesivas. Los valores de  $T_{500}$  y  $T_{2000}$  obtenidos para los asfalto C3, M y MP3 se observan en la tabla 6.3.

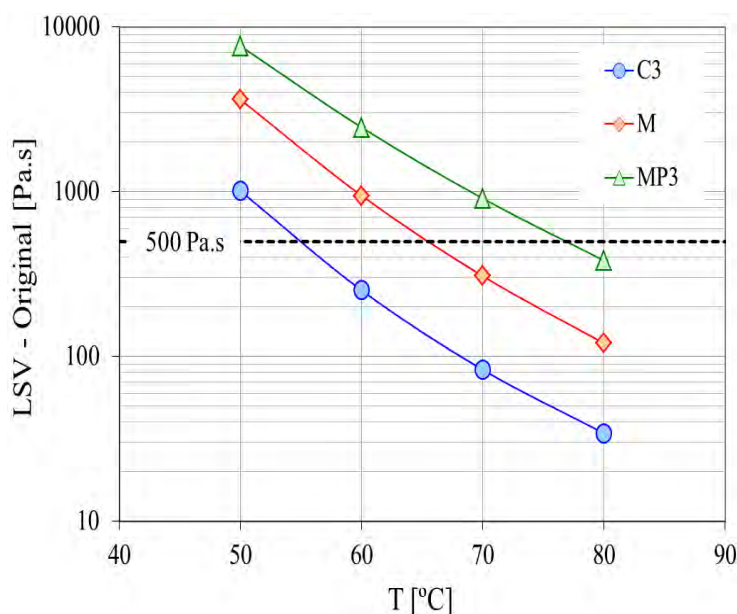


Figura 6.11. Variación de la LSV de los asfaltos en estado original en función de la temperatura.

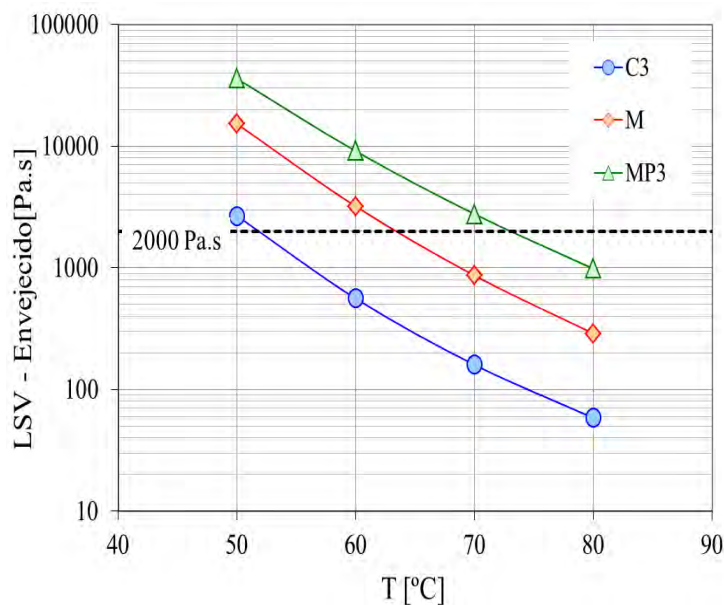


Figura 6.12. Variación de la LSV de los asfaltos envejecidos en función de la temperatura.

Tabla 6.3. Temperaturas de alta relacionadas a los conceptos de  $T_{500}$  y  $T_{2000}$ .

Criterio	Asfalto		
	C3	M	MP3
$T_{500}$ (original) [°C]	54,8	65,5	76,8
$T_{2000}$ (envejecido) [°C]	51,7	63,4	73,0

Del análisis de los valores de la tabla 6.3 se puede explicar el por qué las mezclas asfálticas elaboradas con C3 presentan mayor susceptibilidad frente a la temperatura de ensayo realizada que los ligantes M y MP3. Se observa para el ligante C3 que la máxima temperatura del pavimento aceptable para no sufrir deformaciones permanentes es cercana a 50 °C, la más baja temperatura a la que se ensayaron las mezclas en el equipo de rueda cargada. Las temperaturas de 60 y 70 °C dan lugar a ahuellamientos marcadamente mayores. Por su parte el ligante M tiene una temperatura máxima dentro del rango estudiado, algunas mezclas tienen buen desempeño otras no y el límite parece ubicarse en torno a las 65 °C. Para el asfalto MP3 se encontró una temperatura máxima que supera los 70 °C, de allí el buen desempeño para todo el rango de temperaturas estudiado.

El concepto desarrollado de temperatura límite a partir de la LSV se utiliza en la norma CE N 15324 (2006) para obtener una *equivalent viscous temperature* (EVT), inciso 2.3.4.2 capítulo 2. La EVT se define como la temperatura a la cual el asfalto presenta una LSV de 2000 Pa.s. La norma especifica este límite tanto para asfaltos originales como envejecidos y se relaciona con la contribución del ligante asfáltico en la resistencia al ahuellamiento. En función de los resultados obtenidos y de los estudios presentados hasta aquí no es lógico adoptar el mismo límite de LSV para ambas

condiciones del ligante (original y en vejecido). Analizando la figura 6.9, el límite de 2000 Pa.s de LSV para los asfaltos originales es en extremo riguroso. La mayoría de las mezclas tendrían ahuellamientos excesivos. Solo algunas mezclas elaboradas con los ligantes M y M P3 a temperaturas de ensayo de 50 o 60 °C cumplirían con tener ahuellamientos aceptables, es decir, viscosidades mayores a los 2000 Pa.s de los ligantes

En el inciso 4.4 del capítulo 4 se estudió la relación entre el  $G^*/\text{sen}\delta$  a 10 rad/s y la LSV. Se encontró allí que valores de LSV de 100 y 232,5 Pa.s están asociados a los límites de la especificación SHRP de 1 y 2,2 kPa (asfaltos originales y en vejecidos respectivamente) de  $G^*/\text{sen}\delta$  para los asfaltos de esta tesis. En función de los resultados encontrados, valores de LSV del asfalto como esos se asocian con altos e inaceptables valores de ahuellamiento. Esto último se puede asociar una vez más en una deficiencia del concepto de  $G^*/\text{sen}\delta$  para caracterizar los asfaltos en cuanto a su aporte en la resistencia al ahuellamiento, inclusive los convencionales. Analizando el ligante C3, este es un PG 64-22, es decir, que hasta temperaturas de 64 °C este ligante aportara resistencia al ahuellamiento, según el criterio SHRP. Como se desprende de las figuras 6.1, 6.2 y 6.3 para esta temperatura, 64 °C, los resultados del ensayo de rueda cargada para el asfalto C3 presentan valores de Vd de entre 15 y 25  $\mu\text{m}/\text{min}$  que representan ahuellamientos importantes.

### 6.2.2 Predicción del desempeño a partir de la LSV

Las propiedades reológicas del asfalto así como la temperatura de ensayo tienen un rol preponderante en el desempeño final de la mezcla asfáltica. Es de orden práctico que un ensayo se realice a una determinada temperatura a los fines de normalizar el mismo. En el ensayo de rueda cargada normalmente esta temperatura es de 60 °C, siendo una de las más altas que se pueden encontrar en un pavimento asfáltico. Como se observa en las figuras 6.2 a 6.3 a esa temperatura no todas las mezclas presentan un desempeño adecuado, dependiendo del ligante con el que fueron elaboradas. Sin embargo presentan buen comportamiento a temperaturas menores. Tomando en consideración lo hasta aquí citado resulta importante relacionar el desempeño medido en las mezclas asfálticas en conjunto con la LSV tomando en consideración la temperatura.

Como se observaba en las figuras 6.9 y 6.10 para asfaltos en estado original y envejecido respectivamente la Vd en función de LSV resulta una curva única para cada tipo de mezcla con todos los ligantes. Al igual que como se hiciera en el capítulo 5 los valores de Vd en función de la LSV se ajustaron por regresión no lineal al modelo de la ecuación 5.2. Se realizó el ajuste de los datos de Vd en relación a la LSV del asfalto en estado original y luego de envejecido. Se realizaron los ajustes de cada tipo de mezcla (D-20, M-10 y SMA-10) por separado y las de los datos tomados en conjunto.

En la tabla 6.4 se resumen los valores de los coeficientes de ajuste y  $R^2$  obtenidos. Se observa como los coeficientes de las mezclas D-20 y SMA-10 son de un orden similar. También surge que el ajuste para los datos de las tres mezclas en conjunto es bueno ( $R^2$  alcanza valores de 0,87 y 0,86 para el asfalto en condición original y en vejecido respectivamente) lo que permitiría predecir el desempeño de diferentes tipos de mezclas a partir de esta única ecuación. En las figuras 6.5 y 6.7 se observan que los valores de

Vd de todas las mezclas se confunden para valores elevados de LSV teniendo una clara divergencia para valores de Vd entre 5 y 10  $\mu\text{m}/\text{min}$ . Sobre este aspecto se comentara en el siguiente punto.

Tabla 6.4. Coeficientes de ajuste de las mezclas estudiadas

Mezcla		a	b	R <sup>2</sup>
D-20	Original	1,76	1698,4	0,98
	Envejecido	2,42	3379,9	0,99
SMA-10	Original	1,36	1896,5	0,98
	Envejecido	1,53	6378,4	0,95
M-10	Original	0,07	3269,0	0,98
	Envejecido	2,16	3725,4	0,96
Todas	Original	1.06	2287,9	0,87
	Envejecido	2,04	4494,5	0,86

En lo que se refiere a las posibilidades de aplicación de este desarrollo cabe indicar que las relaciones de Vd-LSV se pueden utilizar para predecir el desempeño de mezcla asfáltica bajo diferentes condiciones de temperaturas del pavimento solo conociendo el valor de LSV del ligante a la temperatura considerada. Esto permitiría estimar el desempeño y optimizar la selección del asfalto a la hora del diseño tomando en cuenta el tipo de aplicación y las condiciones ambientales que se suscitan en el pavimento. Por ejemplo, utilizando el mapa de temperaturas viales, figura 2.14, se puede conocer la temperatura máxima de la zona geográfica donde se ubica el pavimento. A partir de estudios reológicos del ligante asfáltico que se quiere utilizar en la mezcla asfáltica se puede conocer la LSV a esa temperatura máxima. Si la LSV de ese asfalto a esa temperatura es menor a los 500 Pa.s en estado original o a 2000 Pa.s en el estado envejecido claramente surge que éste no es el ligante más idóneo a utilizar en esas condiciones pudiendo tener la mezcla problemas de ahuellamientos. Por otra parte de presentar un valor de LSV superior a los límites se puede predecir el desempeño de la mezcla a partir de las relaciones aquí encontradas, pudiéndose usar esta información para optimizar la elección del ligante en función de otras consideraciones como ser mayores volúmenes de tránsito, mayores cargas o velocidades del tránsito lentas.

Tomando en consideración lo observado en cuanto al desempeño de las mezclas estudiadas respecto a valores límite de LSV se puede calcular con las relaciones encontradas el valor de Vd asociado a niveles de 500 y 2000 Pa.s de LSV para las condiciones de asfalto original y envejecido respectivamente. Este valor puede tomarse como límite de desempeño para los ensayos de rueda cargada bajo condiciones normalizadas de ensayo (520 N de carga y 60 °C de temperatura de ensayo). En el caso de las mezclas estudiadas este límite es un valor de Vd = 5,2 y 4,3  $\mu\text{m}/\text{min}$  para las condiciones de estado original y envejecido respectivamente. Por consideraciones prácticas el límite se puede definir en 5  $\mu\text{m}/\text{min}$ . Valores de Vd superiores a este límite obtenidos en un ensayo denotan que el ligante no es el adecuado a utilizar a tan

extremas temperaturas debiendo estudiar el ligante a través de los criterios de  $T_{500}$  y  $T_{2000}$  para así definir la máxima temperatura posible de utilización en el pavimento.

Agnusdei y coautores (2007) proponen un límite de buen comportamiento para el ensayo de rueda cargada con una carga de 520 N a 60 °C a partir de estudios realizados con testigos de mezclas densas y especiales obtenidos de pavimentos existentes. Los testigos analizados pertenecían al grupo a caminos que presentaban deformaciones permanentes excesivas y otros que no. Dicho límite se definió, por medio de análisis estadístico de los datos, en base a los ensayos sobre testigos de rutas sin ahuellamiento eliminando los datos de los testigos de rutas ahuelladas. El límite encontrado resultó ser 5,2  $\mu\text{m}/\text{min}$ , el mismo orden que el aquí encontrado a partir de estudios con la LSV de los asfaltos en estado original.

### 6.2.3. Validación experimental

Para corroborar la posibilidad de emplear la relación Vd-LSV para obtener un valor tentativo de la Vd de una mezcla sólo conociendo las características reológicas del ligante, en particular la LSV, se ensayaron mezclas densas (D-20) con los asfaltos convencionales (C1, C2 y C4) y modificados con polímero (MP1 y MP2) a diferentes temperaturas en el equipo de rueda cargada. De estos ensayos se calculó la velocidad de deformación ( $V_{d_{\text{medido}}}$ ) para cada mezcla. Sobre los asfaltos y a se midió la LSV en estado original a la temperatura de ensayo, con la que se estimó un valor de velocidad de deformación de cada mezcla ( $V_{d_{\text{estimado}}}$ ) a partir de las relaciones encontradas en el inciso anterior. Se estimaron dos valores de Vd de las mezclas, una primera estimación a partir de la ecuación de ajuste de la mezcla D-20 (en adelante estimación particular) y una segunda estimación con la ecuación de ajuste de las tres mezclas juntas (en adelante estimación general).

En la tabla 6.5 se volcaron los datos de ensayos  $T_{\text{ensayo}}$ , LSV y  $V_{d_{\text{medido}}}$  junto con los valores calculados de  $V_{d_{\text{estimado}}}$ . Allí se puede observar también el error cometido al estimar la Vd a partir de la ecuación de ajuste general respecto a utilizar la ecuación de ajuste particular. Se observa que el error cometido no es grande. En la figura 6.13 se comparan los valores medidos,  $V_{d_{\text{medido}}}$ , en relación a los estimados,  $V_{d_{\text{estimado}}}$ , a partir de la ecuación de ajuste de la mezcla D-20. Se observa como los valores estimados a partir de la LSV predicen los valores obtenidos en el ensayo de rueda cargada de manera contundente.

Tabla 6.5. Resultados de ensayos y valores calculados (etapa de validación)

	T <sub>ensayo</sub> [°C]	LSV [Pa.s]	Vd <sub>medido</sub> <sup>(1)</sup> [μm/min.]	Vd <sub>estimado</sub> <sup>(2)</sup> [μm/min.]	Vd <sub>estimado</sub> <sup>(3)</sup> [μm/min.]	E [%]
C1	50	554,1	5,5	4,8	5,2	8
	60	163,8	12,4	12,1	15,0	24
C2	50	1024,1	3,5	3,4	3,3	3
	60	346,3	6,7	6,7	7,7	15
C4	60	1106,4	3,4	3,3	3,1	5
	50	3534,4	2,3	2,2	1,7	24
MP1	60	595,0	3,7	4,6	4,9	6
	70	147,7	10,4	13,3	16,6	25
MP2	60	2642,1	2,7	2,4	1,9	20

(1) Medida del ensayo, (2) Estimación particular, (3) Estimación general

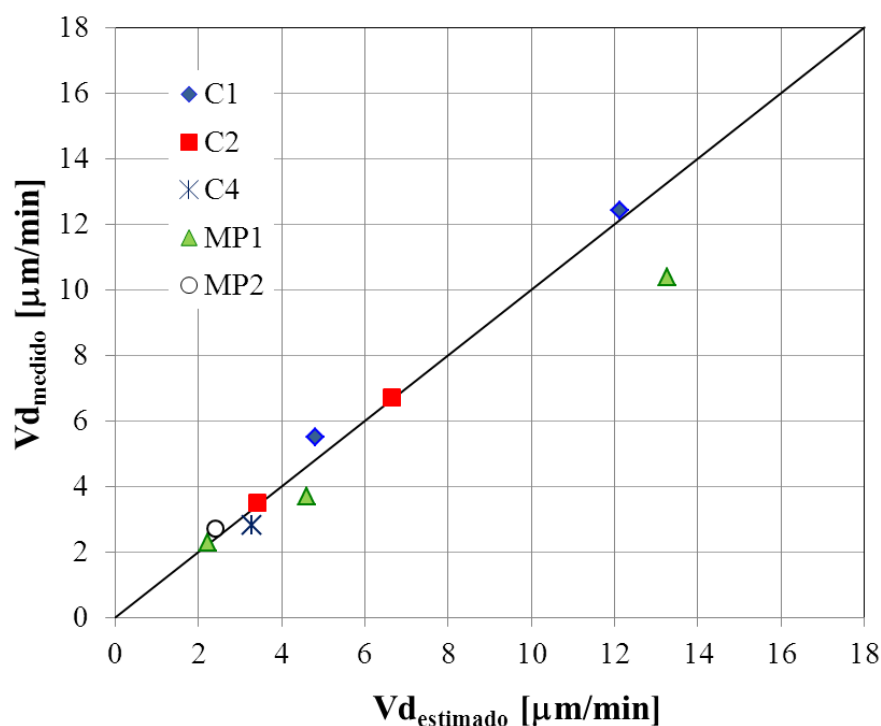


Figura 6.13. Vd medidas en el ensayo de rueda cargada versus Vd estimadas para la mezcla D-20.

La relación Vd-LSV gana preponderancia cuando se puede predecir el desempeño de cualquier tipo de mezcla. Por lo tanto es importante verificar la eficiencia de la relación encontrada para todas las mezclas en cuanto a su efectividad en la predicción del comportamiento al ahuellamientos.

En la figura 6.14 se comparan los valores medidos en las mezclas D-20 en relación a los estimados a partir de la ecuación de todas las mezclas. Se observa allí como la predicción con la ecuación de ajuste general es muy efectiva en un amplio rango de Vd

( $V_d < 8 \mu\text{m}/\text{min}$ ). Como se observa en la figura 6.9 los  $8 \mu\text{m}/\text{min}$  es donde las curvas de desempeño de las tres mezclas empiezan a mostrar diferentes comportamientos. En consecuencia la estimación general para valores mayores a  $8 \mu\text{m}/\text{min}$  se ven influenciadas con un mayor error. Igualmente de la misma figura 6.9 obtenemos que a esta velocidad de deformación ( $V_d$ ) le corresponde una LSV de 300 Pa.s aproximadamente. Esta viscosidad resulta menor a los 500 Pa.s que define el límite de aporte del asfalto en la resistencia al ahuellamiento y por lo tanto se asocia con un ahuellamiento excesivo. Por lo tanto se toma como un límite de estimación.

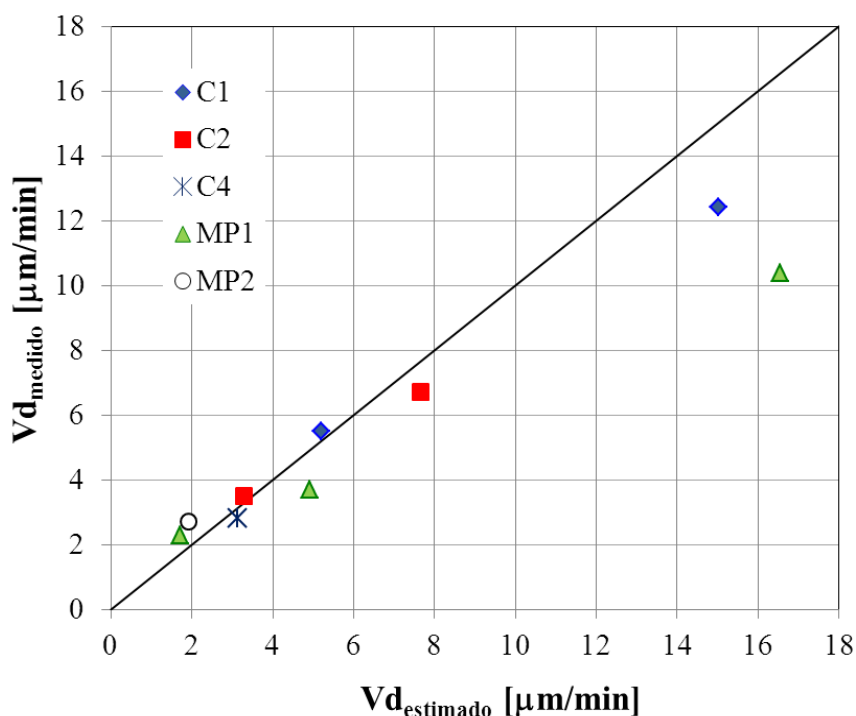


Figura 6.14.  $V_d$  medidas en el ensayo de rueda cargada versus  $V_d$  estimadas, con la ecuación de ajuste para todas las mezclas.

En este apartado se han estudiado tres tipos de mezclas comúnmente usadas en el ambiente vial elaboradas con tres diferentes tipos de ligantes de los más utilizados actualmente, por lo tanto y tomando en consideración los resultados obtenidos es posible utilizar la curva de predicción general para conocer el desempeño tentativo de cualquier tipo de mezcla sin con ello cometer grandes errores entendiendo como límite razonable de predicción un valor de  $V_d = 8 \mu\text{m}/\text{min}$ .

#### 6.2.4. Conclusiones sobre el efecto de la temperatura

En este apartado se estudió el desempeño frente a las deformaciones permanentes en el ensayo de rueda cargada de mezclas asfáltica para carpeta de rodadura elaboradas con tres diferentes asfaltos a las temperaturas de 50, 60, 70 y  $80^\circ\text{C}$ ; también se realizaron mediciones de LSV de los ligantes a diferentes temperaturas a través del ensayo de barrido de frecuencias. A partir de estos datos se analizaron los diferentes resultados de deformaciones permanentes para cada ligante en función de la temperatura y la LSV. Las principales conclusiones se indican a continuación.



La  $V_d$  es dependiente del tipo de ligante utilizado en la mezcla y se obtiene una merma en el desempeño a medida que aumenta la temperatura de ensayo. La  $V_d$  se incrementa más rápidamente para las mezclas con el asfalto C3 seguidas de las mezclas con los asfaltos M y MP3 respectivamente.

Las  $V_d$  medidas en el ensayo de pista de todas las mezclas en función de la LSV de los asfaltos se alinean en una única curva.

Para valores de LSV de los asfaltos menores de 500 y 2000 Pa.s en estado original y envejecido respectivamente a las temperaturas de ensayo en el equipo de rueda cargada se observan en las mezclas un incremento muy marcado de la  $V_d$ . Para las mezclas estudiadas los 500 y los 2000 Pa.s de LSV pueden considerarse como un límite en la contribución parcial del asfalto en la resistencia frente a las deformaciones permanentes de mezclas asfálticas.

A partir de los valores de 500 y 2000 Pa.s se obtuvo la temperatura límite para la contribución parcial de los asfaltos respecto a la resistencia frente a las deformaciones permanentes de las mezclas asfálticas estudiadas.

De lo estudiado se desprende que resulta importante medir una propiedad como la LSV para la caracterización de un asfalto. A partir de esta propiedad se puede definir los valores  $T_{500}$  y  $T_{2000}$ , para el asfalto original y envejecido respectivamente, asociados a temperatura de alta del asfalto que sirven como herramientas al diseño de una mezcla asfáltica.

El envejecimiento en R TFOT de manera normalizada no reflejó el verdadero envejecimiento del asfalto MP3 en la mezcla asfáltica. Por ello en este caso se consideraron las medidas de LSV del ligante envejecido que fue recuperado de una probeta de mezcla asfáltica ensayada en el equipo de rueda cargada.

Se encontró que un envejecimiento similar al que se produjo en la elaboración de la mezcla asfáltica con el ligante MP3 se obtuvo al aumentar la temperatura de ensayo del RTOFT de manera que se asemejara a las condiciones de elaboración reales de la mezcla.

Fue posible ajustar a una única curva de  $V_d$ -LSV el desempeño de diferentes mezclas preparadas con diferentes cementos asfálticos; la misma aparece como una herramienta que puede utilizarse para:

- predecir el comportamiento frente a las deformaciones permanentes para diferentes condiciones de temperaturas del pavimento solo conociendo el valor de LSV del ligante a la temperatura considerada.
- optimizar la selección del asfalto tomando en cuenta el tipo de aplicación y las condiciones ambientales que se suscitan en el pavimento.

Es posible utilizar la curva de predicción general sin cometer grandes errores tomando como límite de predicción un valor de  $V_d = 8 \mu\text{m}/\text{min}$ .

Se proponen límite de desempeño para el ensayo de rueda cargada a partir de las curvas de predicción de las mezclas considerando el límite de 500 y 2000 Pa.s de LSV resultando un valor límite de  $V_d = 5 \mu\text{m}/\text{min}$ .

### 6.3. Efecto de las cargas sobre el desempeño frente al ahuellamiento

Los 5 20 N de carga del ensayo de rueda cargada generan aproximadamente una presión de 520 kPa sobre la superficie de contacto de la rueda de 1000 mm<sup>2</sup>, que es similar a la que provocaría una rueda de un camión de eje simple de 6 tn, que representa la carga máxima permitida en Argentina. Es común que estos niveles de carga se superen generando deformaciones en los caminos.

En este apartado se estudia el desempeño de las mezclas en condiciones controladas de laboratorio en el equipo de rueda cargada considerando dos niveles de carga, 700 y 900 N, que son superiores al especificado en la norma BS 598 part 110 (520 N). Estos niveles de carga se seleccionaron ya que representan las cargas de los equipos de rueda cargada de la actual normativa europea (UNE 12697-22) y antigua normativa española (NLT 173).

Estas presiones son equivalentes a cargas máximas de eje simple de 1 0,5 y 1 3 tn respectivamente.

Se emplearon las mezclas estudiadas en el apartado anterior (D-20, M-10 y SMA-10) elaboradas con los ligantes C 3, M y MP3. En todos los casos dichas mezclas se ensayaron en el equipo de rueda cargada bajo las configuraciones de carga mencionadas anteriormente a la temperatura de 60 °C.

#### 6.3.1. Resultados y discusión

A modo comparativo se observa en la figura 6.15 las curvas de deformaciones permanentes obtenidas en el ensayo de rueda cargada de la mezcla D-20 elaborada con el asfalto C 3 ensayada con los niveles de carga de 520 y 900 kPa. Se observa en la figura, como era de esperarse, que a medida que aumenta la carga se producen mayores deformaciones permanentes. En la figura 6.16 se presentan las fotos de aquellas mezclas luego del ensayo.

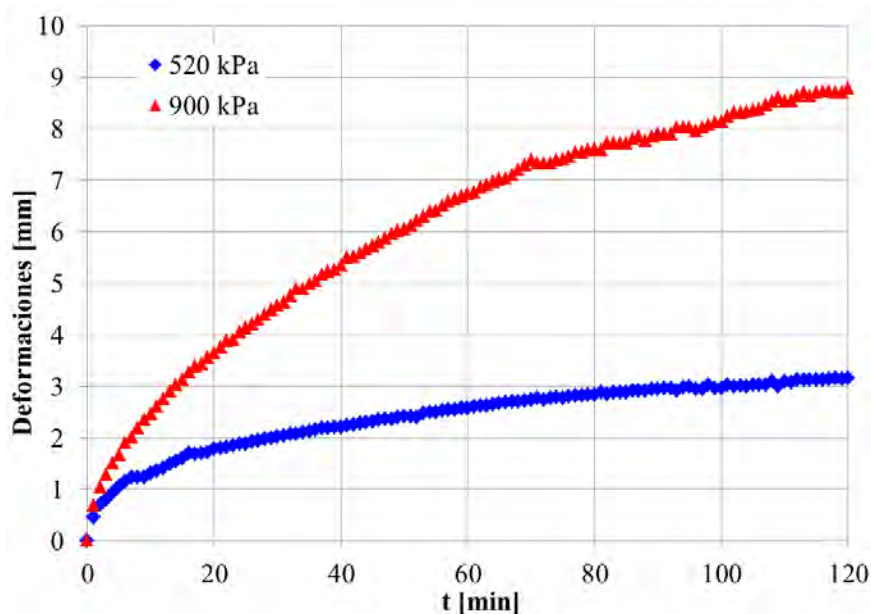


Figura 6.15: Comparación de curvas de deformación-tiempo de probetas ensayadas bajo diferentes niveles de carga.

**520 kPa**



**900 kPa**



Figura 6.16. Fotos de probetas ensayadas bajo diferentes niveles de carga.

En la tabla 6.6 se muestran los valores de Vd para las diferentes condiciones de ensayo. Los diferentes niveles de carga están representados con la presión de contacto ejercida por la rueda del equipo sobre la mezcla asfáltica. Como referencia también se incluyen los resultados obtenidos para las diferentes mezclas con la presión de 520 kPa.

Tabla 6.6. Vd [ $\mu\text{m}/\text{min}$ ] de diferentes mezclas elaboradas con los asfaltos C3, M y MP3 bajo diferentes presiones de contacto.

Mezcla Presión de contacto [kPa]	D-20			M-10			SMA-10		
	C3	M	MP3	C3	M	MP3	C3	M	MP3
520	9,5	3,2	3,0	14,8	3,2	1,8	11,2	3,3	1,9
700	14,8	4,3	3,0	24,4	5,2	2,0	23,9	4,8	1,9
900	40,2	7,1	4,1	-	6,0	3,2	-	7,8	2,9

En la figura 6.17 se representan los resultados de Vd en función de la presión de contacto diferenciando las mezclas según el tipo de asfalto y composición. Se observa nuevamente que para un aumento de las condiciones de carga se produce un incremento de los ahuellamientos, mayores valores de velocidad de deformación (Vd), en cualquiera de las mezclas estudiadas.

El incremento de los ahuellamientos observado en la figura 6.17 es variable dependiendo del tipo de asfalto, siendo mayor en el caso de las mezclas elaboradas con el ligante C3 seguidas por el asfalto M y MP3. Se observa para un mismo ligante como las tres mezclas (D-20, M-10 y SMA-10) presentan respuestas similares. Del análisis de los resultados surge que en las mezclas con MP3 los ahuellamientos se incrementan con el aumento de carga de 700 a 900 kPa, mientras que no hay diferencias apreciables de comportamiento entre las condiciones de carga de 520 a 700 kPa. Esto refleja la diferente sensibilidad frente a las tensiones de carga que poseen los distintos asfaltos.

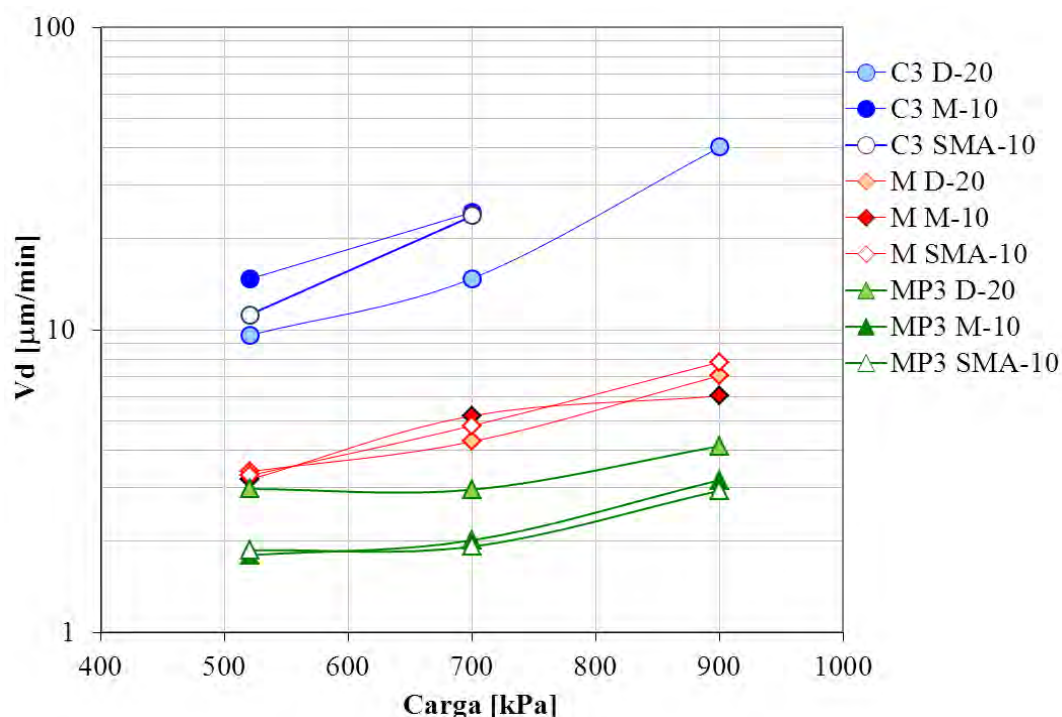


Figura 6.17. Vd en función de la presión de contacto de las diferentes mezclas.

Bahia y coautores (2009) estudiaron la sensibilidad frente a la tensión de carga de una serie de asfaltos a dos temperaturas, una moderada representativa de las medias de un verano (46 °C) y la otra, la temperatura de alta del grado de desempeño de los asfaltos (64 °C). A la menor temperatura la mayoría de los ligantes no presentaron variaciones en su respuesta frente a los incrementos de tensiones, sin embargo a la temperatura de alta mostraron una mayor sensibilidad frente a la tensión aplicada. Esto explicaría la mayor sensibilidad del ligante C3 que tiene una temperatura de alta ( $\cong 50$  °C, según el criterio de LSV) menor que la temperatura de ensayo (60 °C). Para los otros ligantes, el asfalto M posee una temperatura de alta similar a la de ensayo y el asfalto MP3 tiene una temperatura de alta superior a la de ensayo que se traduce en una moderada y muy baja sensibilidad a la tensión respectivamente.

La temperatura juega un rol preponderante en el desempeño a diferentes niveles de carga. Recordando la relación Vd-LSV observada anteriormente (figura 6.9) la variación de temperatura está implícitamente considerada en ella con la LSV. En la figura 6.18 se representan los resultados de velocidad de deformación de las mezclas D-20 para los niveles de carga de 700 y 900 N en función de la LSV de los asfaltos. Se representa también allí la curva de ajuste obtenida para las mezclas con la carga de 520 N. Se observa en la figura como el aumento de carga genera un corrimiento de la curva hacia la derecha.

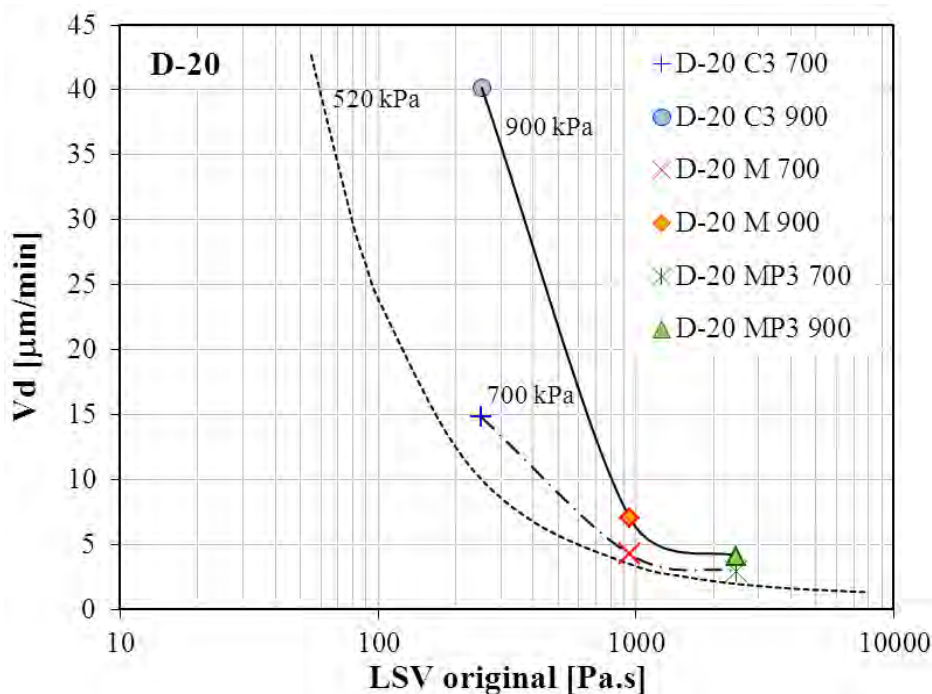


Figura 6.18. Vd en función en la LSV para diferentes niveles de carga. Mezcla D-20.

En las figuras 6.19 y 6.20 se representaron las relaciones Vd-LSV para los niveles de carga de 700 y 900 N de las mezclas M-10 y SMA-10 respectivamente. Considerando la carga de 700 N el corrimiento de la curva es más notorio en este tipo de mezclas que en la mezcla de ensa t eniendo un p apel más d ecisivo el as falto en el p roceso d e ahuellamiento. Los datos del nivel de carga a 900 N son escasos para d eterminar un comportamiento, sin embargo se observa un corrimiento de los resultados.

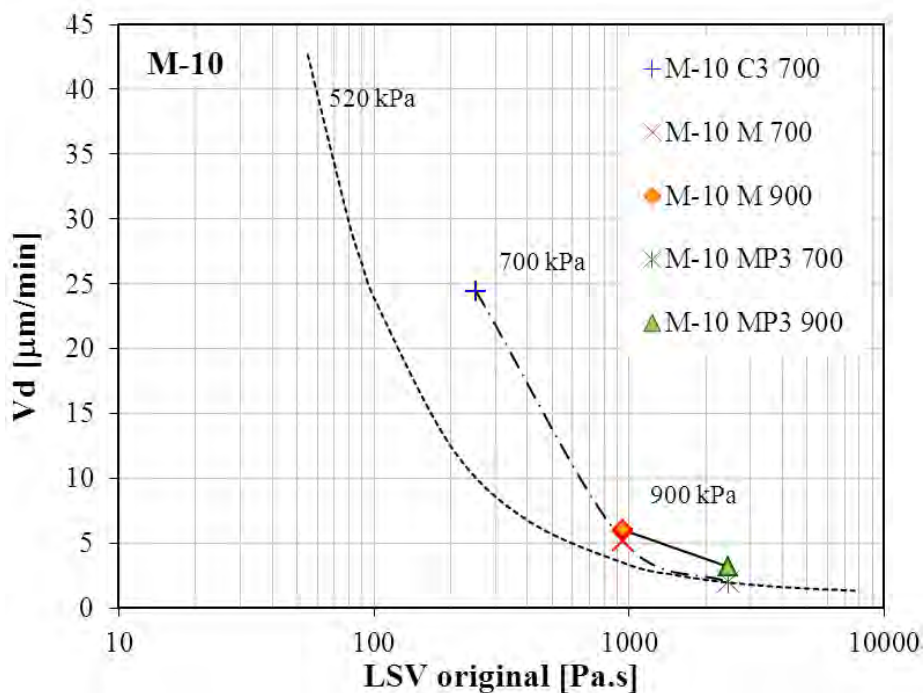


Figura 6.19. Vd en función en la LSV para diferentes niveles de carga. Mezcla M-10.

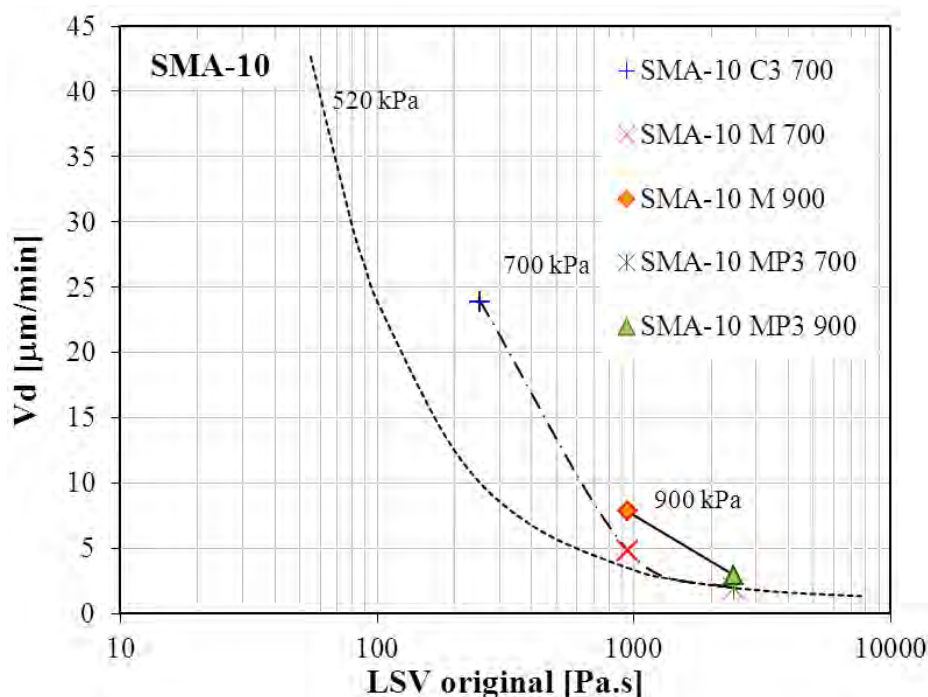


Figura 6.20. Vd en función en la LSV para diferentes niveles de carga. Mezcla SMA-10.

De las figuras 6.18, 6.19 y 6.20 surge que para mantener un mismo desempeño frente a un aumento del nivel de carga se necesita un asfalto más viscoso (mayor LSV) para una misma temperatura. Por otro lado se puede pensar el aumento de carga como un aumento de temperatura, disminución de la LSV del asfalto.

### 6.3.2. Consideración de las sobrecargas dentro del diseño

Las sobrecargas del tránsito son aquellas que superan la máxima permitida por la legislación, en Argentina la carga máxima por eje simple es de 6 tn que se corresponde aproximadamente con una presión de 520 kPa en la superficie del pavimento.

Para poder considerar posibles sobrecargas dentro del diseño, se realizó para las mezclas estudiadas un análisis comparativo en tres los desempeños a diferentes temperaturas y niveles de carga. En la tabla 6.7 se presentan los resultados de ahuellamientos para las condiciones mencionadas. Allí también se observan valores interpolados a partir de los datos de ahuellamientos a temperaturas intermedias a las ensayadas.

Del análisis de los resultados y considerando los valores interpolados surge que:

- 1) En las mezclas con el asfalto C3, el aumentar el nivel de carga de 520 a 700 kPa equivale a un aumento de la temperatura de 4 °C, respecto de los 60 °C del ensayo normalizado, para las mezclas D-20 y M-10 y de 10 °C para la mezcla SMA-10.
- 2) En las mezclas con el asfalto M, el aumentar la carga de 520 a 700 kPa equivale a un aumento de temperatura de 3 °C en todas las mezclas. Por otro lado un incremento del nivel de carga de 520 a 900 kPa equivale a un aumento de temperatura de 10 °C para las mezclas D-20 y SMA 10.

3) En las mezclas con el asfalto MP3, el aumentar la carga de 520 a 700 kPa equivale nuevamente a un aumento de temperatura de 4 °C en todas las mezclas (D-20, M-10 y SMA-10), mientras el incremento del nivel de carga de 520 a 900 kPa equivale a aumentar la temperatura entre 10 y 15 °C.

Tabla 6.7. Resultados de Vd de todas las mezclas estudiadas bajo diferentes temperaturas y presiones de contacto.

Mezcla	Vd [ $\mu\text{m}/\text{min}$ ]								
	D-20			M-10			SMA-10		
Carga [kPa]	520	700	900	520	700	900	520	700	900
T [°C]									
C3	50	3,9			4,2			3,4	
	60	9,5	14,8	40,2	14,8	24,4		11,2	23,9
	<b>64</b>	<b>15,1*</b>			<b>24,0*</b>			<b>16,3*</b>	
	70	23,4			37,9			24,0	
M	50	2,4			1,8			2,1	
	60	3,2	4,3	7,1	3,2	5,2	6,0	3,3	4,8
	<b>63</b>	<b>4,4*</b>			<b>5,4*</b>			<b>4,8*</b>	
	70	6,7			10,4			8,4	
	80	14,1			30,0			16,7	
MP3	50	2,3			1,4			1,8	
	60	3,0	3,0	4,1	1,8	2,0	3,2	1,9	1,9
	<b>64</b>	<b>3,2*</b>			<b>2,1*</b>			<b>2,3*</b>	
	70	3,5			2,6			3,0	
	<b>75</b>	<b>4,2*</b>			<b>3,4*</b>			-	
	80	4,9			4,1			3,8	

\*Valor interpolado

Como conclusión general se observa que un incremento en el nivel de carga a 700 kPa es equivalente a un aumento de la temperatura de alrededor de 4 °C y un aumento del nivel de carga a 900 kPa es equivalente a un aumento en la temperatura de 10 a 15 °C.

Esto se puede utilizar como herramienta en el diseño de la mezcla asfáltica en la selección del asfalto para contemplar un posible aumento de los niveles de carga. Tomando en consideración la temperatura de alta obtenida en función de la zona geográfica del pavimento, es posible contemplar un aumento en los niveles de carga (sobrecarga) aumentando entre 5 y 10 °C la temperatura de alta que debe presentar el ligante asfáltico seleccionado para ofrecer un buen desempeño al ahuellamiento. Esto brindaría un margen de seguridad en el diseño de los pavimentos que no verían acortada

su vida útil causada en una falta de confort prematura por efecto de la negligencia de los usuarios.

Utilizando la ecuación 2.2 presentada en el capítulo 2 es posible calcular un factor  $r$  conocido como factor de destrucción por aumento de las cargas. Este factor es la razón entre una carga cualquiera respecto a una que se toma como referencia elevada a la potencia cuarta. Teniendo de referencia la carga de 520 kPa, relacionada con la carga máxima permitida por la legislación Argentina, el factor  $r$  resulta igual a 3 para la carga de 700 kPa, mientras que el factor  $r$  es 9 para la carga de 900 kPa. Es interesante notar que las cargas de 700 y 900 kPa son tres y nueve veces más destructivas que la carga de 520 kPa siendo que sólo representan una sobrecarga de 35 y 73 % respectivamente. De aquí la importancia de tener algún margen de seguridad aplicable durante el diseño de una mezcla asfáltica como el propuesto en esta tesis.

### 6.3.3. Consideración de mayores volúmenes de tránsito dentro del diseño

Rutas y autopistas presentan a veces volúmenes de tránsito importantes que implican más cargas repetidas sobre la mezcla y mayor ahuellamiento. Por lo tanto es importante contemplar de alguna manera esos mayores volúmenes dentro del diseño de la mezcla.

En Argentina las mezclas densas se diseñan a partir de la metodología Marshall. Este método dispone del moldeo probetas con una determinada energía de compactación por medio de golpes (75 golpes por cara). El método Marshall no permite tener en cuenta el volumen real de tránsito dentro del diseño. Las mezclas tipo microaglomerados y SMA dentro de su diseño tampoco contemplan los volúmenes de tránsito siendo que son mezclas que se utilizan en autopistas primordialmente.

El Manual del Asphalt Institute (1993) asocia la energía de compactación de 75 golpes por cara a un nivel de tránsito de diseño mayor a  $1 \times 10^6$  ejes simples de carga equivalente (ESAL). Sin embargo no se contemplan dentro de este límite cuanto mayor es ese volumen o como considerarlo en el diseño.

Recordando lo mencionado en el capítulo 2, dentro del programa SHRP los mayores volúmenes de tránsito se consideran a partir de aumentar la temperatura de alta del grado de desempeño (PG) para la elección del ligante asfáltico de un pavimento.

El factor  $r$ , mencionado anteriormente, se puede utilizar para calcular un número de ejes equivalentes necesarios para alcanzar un deterioro del pavimento con la carga de referencia (520 kPa) respecto a otra carga cualquiera. Un deterioro determinado, para 700 kPa de carga, lo generan un número de ejes. Haciendo uso del factor  $r$  son necesarios tres veces más ejes equivalentes (520 kPa) para alcanzar el mismo deterioro. Para el caso de 900 kPa el número de ejes equivalentes de 520 kPa es nueve veces la cantidad de ejes de la primera carga para obtener el mismo deterioro.

En el caso de tener un volumen de diseño de  $3 \times 10^6$  ESAL (520 kPa) se genera un deterioro equivalente con un volumen de  $1 \times 10^6$  ejes de 700 kPa. Un incremento de 520 a 700 kPa en la carga se contempla en un aumento en 5 °C en la temperatura de alta del asfalto dentro del diseño. Por lo tanto, en los casos que se tiene un tránsito de diseño tres veces superior al de referencia, ese mayor volumen se considera aumentando la temperatura de alta del asfalto a seleccionar en 5 °C y así evitar ahuellamientos. De



manera similar con la carga de 900 kPa se puede contemplar un aumento en el volumen de diseño de hasta nueve veces aumentando la temperatura de alta del asfalto en 10 °C.

En la tabla 6.8 se presentan el aumento en la temperatura de alta ( $T_{alta}$ ) a imponer al ligante para contemplar diferentes volúmenes de tránsito y así cubrir posibles ahuellamientos.

Tabla 6.8. Aumentos en la  $T_{alta}$  del asfalto por mayores volúmenes de tránsito.

Vol. De tránsito [ESAL]	Aumento en la $T_{alta}$ [°C]
$< 1 \times 10^6$	Sin incremento
$1 \times 10^6 - 3 \times 10^6$	5
$> 3 \times 10^6$	10

#### 6.3.4. Conclusiones sobre la influencia del nivel de carga

En este apartado se estudió el desempeño bajo incrementos de los niveles de carga. Se analizaron los resultados de deformaciones permanentes en distintas mezclas elaboradas con diferentes ligantes asfálticos. Las principales conclusiones se indican a continuación.

Como era de esperar para un aumento del nivel de carga se produce un incremento de los ahuellamientos en cualquiera de las mezclas estudiadas.

Se observa para un mismo ligante cómo las tres mezclas (D-20, M-10 y SMA-10) arrojan resultados comparables en relación al aumento del nivel de carga.

Se encontró, que la sensibilidad frente a incrementos de carga dependen de del tipo de ligante asfáltico.

La diferente sensibilidad de un asfalto frente a las cargas es función de la temperatura y en particular de la temperatura de alta de cada tipo de asfalto.

Los desempeños a diferentes temperaturas y cargas fueron relacionados encontrándose que aumentar la carga de 520 a 700 kPa resulta equivalentes a aumentar la temperatura en alrededor de 4 °C. Por su parte un incremento a 900 kPa resulta equivalente a aumentos de 10 a 15 °C en la temperatura.

La relación incremento de carga-temperatura se puede utilizar como herramienta en el diseño de mezclas para la seleccionar el asfalto contemplando posibles aumentos de los niveles de carga, considerando una mayor temperatura de alta del asfalto.

En función de los resultados obtenidos, cuando un pavimento tiene por diseño volúmenes de tránsito importantes este aspecto se puede tener en cuenta en la selección del ligante asfáltico aumentando en 5 o 10 °C la temperatura de alta del asfalto.

#### 6.4. Relación entre propiedades reológicas, temperatura y cargas

La Low Shear Viscosity (LSV), la temperatura y las cargas son variables que afectan significativamente la respuesta de las mezclas asfálticas al ahuellamiento. Hasta aquí se desarrollaron criterios y metodologías para considerar estas variables dentro del diseño de mezclas y predecir el desempeño en base a la LSV.

Resulta importante el estudio de las variables mencionadas en conjunto de manera de tener una herramienta que las contemple a la hora de predecir el comportamiento de una mezcla.

Para ello se consideraron los resultados del ensayo de rueda cargada a diferentes temperaturas y cargas de las mezclas D-20, M-10 y SMA-10 elaboradas con los asfaltos C3, M y MP3 de los que se tienen mediciones de LSV.

##### 6.4.1. Análisis de resultados

Para el análisis se consideraron la temperatura y carga de 60°C y 520 N respectivamente como referencias ( $T_0$  y  $P_0$ ). Los distintos desempeños son caracterizados por la velocidad de deformación obtenida del ensayo de rueda cargada. En carácter general se planteó obtener una relación que explique el desempeño de una mezcla con la forma de la ecuación 6.1.

$$Vd = f\left(LSV, \frac{T}{T_0}, \frac{P}{P_0}\right) \quad (6.1)$$

En la tabla 6.9 se muestran los resultados de Vd a diferentes temperaturas y cargas de las mezclas estudiadas. Se observa también la medida de LSV del asfalto con la que se elaboró cada mezcla a la temperatura considerada.

Tabla 6.9. Resultados de Vd a diferentes temperaturas y cargas de las mezclas.

Asfalto	LSV [Pa.s]	T [°C]	P [N]	Vd [ $\mu\text{m}/\text{min}$ ]		
				D-20	M-10	SMA-10
C3	1012,4	50	520	3,9	4,2	3,4
	252,5	60	520	9,6	14,8	11,2
	83,2	70	520	23,4	37,9	24,0
	252,5	60	700	14,8	24,4	23,9
	252,5	60	900	40,2	-	-
M	3631,1	50	520	2,4	1,8	2,1
	947,5	60	520	3,4	3,2	3,3
	308,1	70	520	6,7	10,4	8,4
	120,5	80	520	14,1	30,0	16,7
	947,5	60	700	4,3	5,2	4,8
MP3	947,5	60	900	7,1	6,0	7,8
	7669,9	50	520	2,3	1,4	1,8
	2459,3	60	520	3	1,8	1,9
	911,3	70	520	3,5	2,6	3,0
	383,1	80	520	4,9	4,1	3,8
	2459,3	60	700	3	2,0	1,9
	2459,3	60	900	4,1	3,2	2,9

Para cada tipo de mezcla los resultados de Vd se ajustaron a la relación indicada en la ecuación 6.2 por regresión no lineal. El coeficiente k se relaciona con las características de cada tipo de mezcla mientras z y m marcan la sensibilidad del desempeño en función de la LSV del asfalto y las cargas respectivamente. Es importante destacar que en esta relación la variación de temperatura fue considerada con la LSV.

$$Vd = k \cdot LSV_i^z \cdot \left( \frac{P_i}{P_0} \right)^m \tag{6.2}$$

En la tabla 6.10 se observan los coeficientes de ajuste y sus respectivos R<sup>2</sup>. Se observa que las tres mezclas poseen un buen ajuste al modelo. Del análisis de los coeficientes obtenidos se observa que la relación del desempeño con la LSV es inversamente proporcional ( $z \cong -1$ ), como ya se había planteado en puntos anteriores. En cuanto a las mezclas D-20 y SMA-10 se observa que presentan una mayor sensibilidad frente a incrementos de carga. La mezcla M-10 posee una menor sensibilidad al incremento de cargas pero en contrapartida posee una constante k que duplica las de las mezclas D-20 y SMA-10 siendo susceptible de mayores ahuellamientos. De las tres mezclas la SMA-10 es la que posee una menor constante k, por tanto menores Vd y mayor resistencia al ahuellamiento.

Tabla 6.10. Coeficientes de ajuste a la ecuación 6.2 para las mezclas estudiadas.

	k	z	m	R <sup>2</sup>
D-20	2334	-1,05	3,08	0,96
M-10	3910	-1,04	1,85	0,97
SMA-10	1760	-0,96	2,71	0,93

En la ecuación 6.2 se tomó la variación de temperatura al considerar la LSV de los ligantes a las diferentes temperaturas. Sin embargo resulta más práctico considerar la variación de temperatura ( $T_i/T_0$ ) y tomar las características del asfalto a partir de la LSV a una determinada temperatura (60 °C) en una relación como la indicada en la ecuación 6.3. Se decidió tomar la LSV a 60 °C por ser esta la temperatura de referencia del ensayo de rueda cargada. En esta ecuación k y z representan al igual que en 6.2 las características del tipo de mezcla y las características del asfalto mientras que  $C_T$  y  $C_P$  marcan la sensibilidad de las mezclas frente a la variación de temperatura y carga respectivamente.

$$Vd = k \cdot LSV_{60^\circ C}^z \cdot \left(\frac{T_i}{T_0}\right)^{C_T} \cdot \left(\frac{P_i}{P_0}\right)^{C_P} \quad (6.3)$$

En la tabla 6.11 se observan los coeficientes de ajuste al modelo con buenos resultados ( $R^2$  superiores a 0,90). Se observa, en comparación con los resultados de la ecuación 6.2, que z arroja nuevamente valores  $\cong -1$ . En consecuencia se puede aseverar que el comportamiento de las mezclas es inversamente proporcional a la LSV y tomar  $z = -1$ . Los coeficientes de sensibilidad de carga en cada ecuación ( $m$  y  $C_P$ ) arrojan valores similares en los ajustes. En consecuencia los cambios realizados al modelo no afectan las consideraciones respecto a la sensibilidad del tipo de mezclas frente a incrementos de carga.

En el caso de la sensibilidad frente a la temperatura ( $C_T$ ) la mezcla M-10 es la que presenta mayor sensibilidad seguida por las mezclas D-20 y SMA-10 respectivamente.

Tabla 6.11. Coeficientes de ajuste a la ecuación 6.3 para las mezclas estudiadas.

	K	z	$C_T$	$C_P$	R <sup>2</sup>
D-20	2961	-1,07	7,06	2,91	0,96
M-10	4904	-1,07	7,27	1,80	0,97
SMA-10	2924	-1,01	5,51	2,21	0,93

En un análisis rápido de los valores obtenidos se puede definir características del comportamiento de las mezclas. La SMA-10 es una mezcla de prestaciones mejores frente al ahuellamiento respecto de las otras dos estudiadas; esta presenta una más baja sensibilidad a la variación de temperatura y la más baja constante  $k$  de mezcla.

En la figura 6.21 se comparan los resultados de  $V_d$  obtenidos en el ensayo de rueda cargada para la mezcla D-20 versus las estimadas con las ecuaciones 6.2 y 6.3 respectivamente. Se observa como ambas ecuaciones estiman los resultados de manera similar. Es de destacar que para ambos ajustes sobreestiman los comportamientos para velocidades de deformación menores a  $2,5 \mu\text{m}/\text{min}$ . Es ton o casiona grandes problemas ya que valores de  $V_d$  como estos representan buenos comportamientos de la mezcla. A esta  $V_d$  ( $2,5 \mu\text{m}/\text{min}$ ) se asocia una LSV del asfalto en estado original, figura 6.9, mayor a 1000 Pa.s; valor que duplica el límite propuesto de LSV de 500 Pa.s.

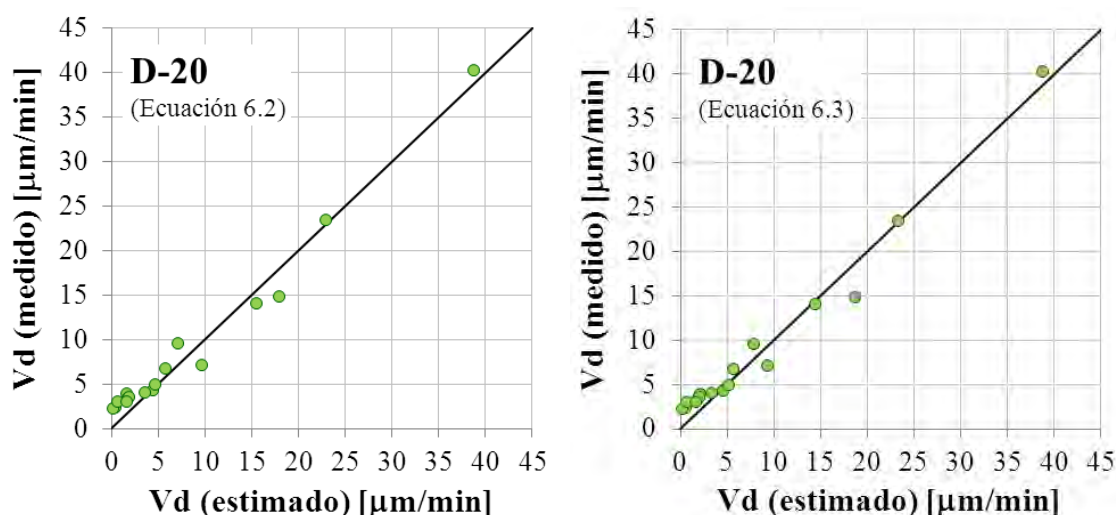


Figura 6.21.  $V_d$  del ensayo mezcla D-20 versus  $V_d$  estimadas. Izquierda: con la ecuación 6.2, derecha: con la ecuación 6.3.

En la figura 6.22 se presentan los resultados de  $V_d$  obtenidos en el ensayo de rueda cargada versus  $V_d$  estimadas con las ecuaciones 6.2 y 6.3 para las mezclas M-10 y SMA-10. Se observa nuevamente una muy buena estimación con cualquiera de los modelos propuestos. En estas mezclas se produjo el problema de sobreestimación de los resultados para valores de  $V_d < 1,5 \mu\text{m}/\text{min}$ .

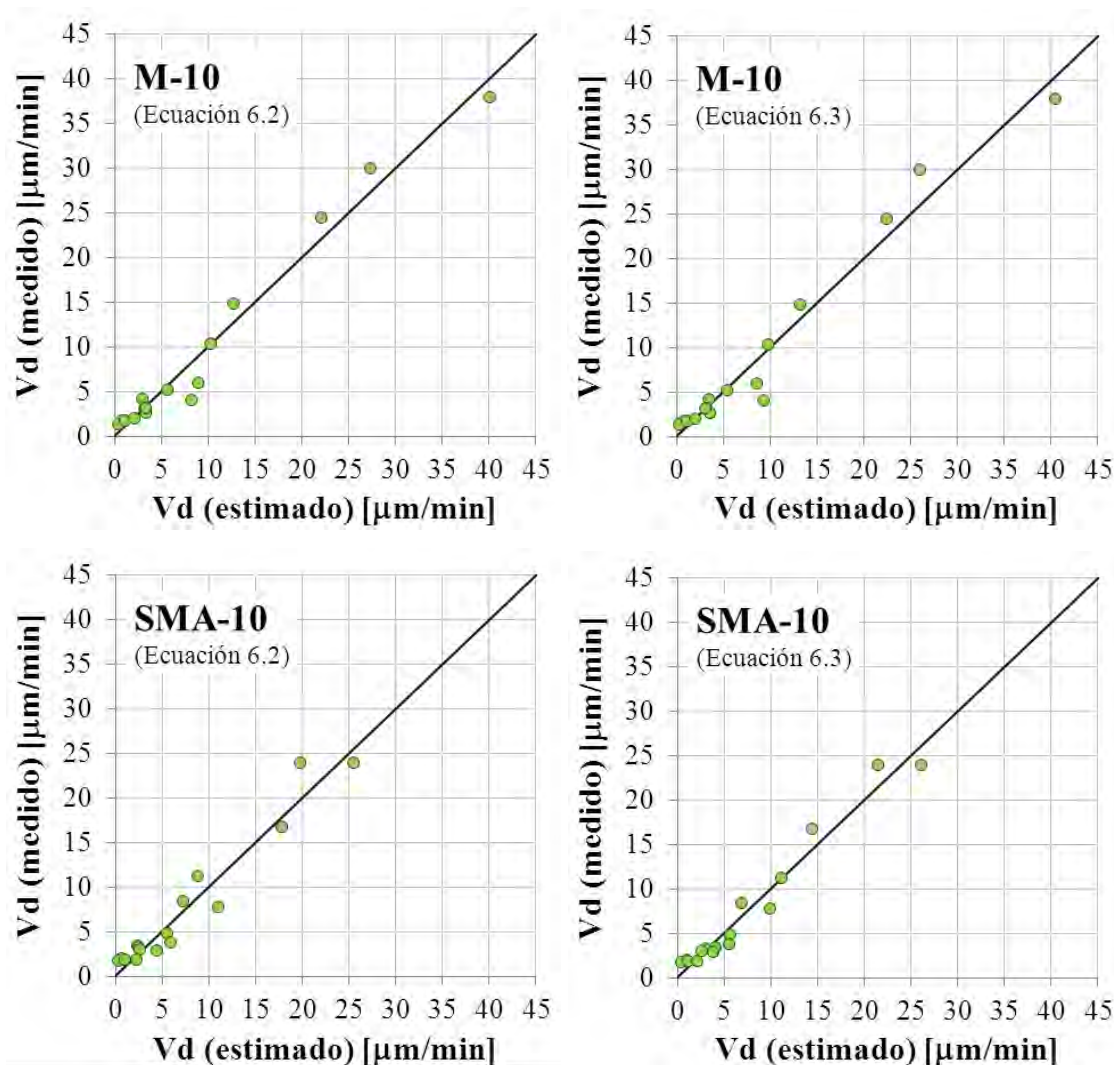


Figura 6.22. Vd del ensayo versus Vd estimadas (Izquierda: con la ecuación 6.2, derecha: con la ecuación 6.3). Arriba: mezcla M-10, abajo: mezcla SMA-10.

El modelo de la ecuación 6.3 resulta más práctico que el de la ecuación 6.2 ya que sólo se necesita una medición de la LSV para caracterizar al tipo de ligante. En la 6.2 se necesita tener una medición de la LSV para cada temperatura a la que se desea predecir un desempeño. Además se tiene una idea de la sensibilidad de la mezcla frente a la variación de temperatura con el factor  $C_T$ .

En función de que ambos modelos ajustan de manera similar los datos se analizó la relación entre los parámetros que se modificaron de un modelo al otro. En la figura 6.21 se representa la relación entre la LSV a diferentes temperaturas ( $LSV_i$ ) y el factor  $LSV_{60^\circ C}/(T/T_0)^{C_T}$  para cada mezcla. Se observa una clara relación entre ambos. Esto demuestra, para las mezclas estudiadas, que se puede considerar las características del ligante a través de una sola medición ( $LSV_{60^\circ C}$ ) sin afectar la predicción del desempeño de la mezcla asfáltica. Se observa además que el parámetro considerado para la ecuación 6.3 mantiene una relación casi unívoca con la  $LSV_i$ .

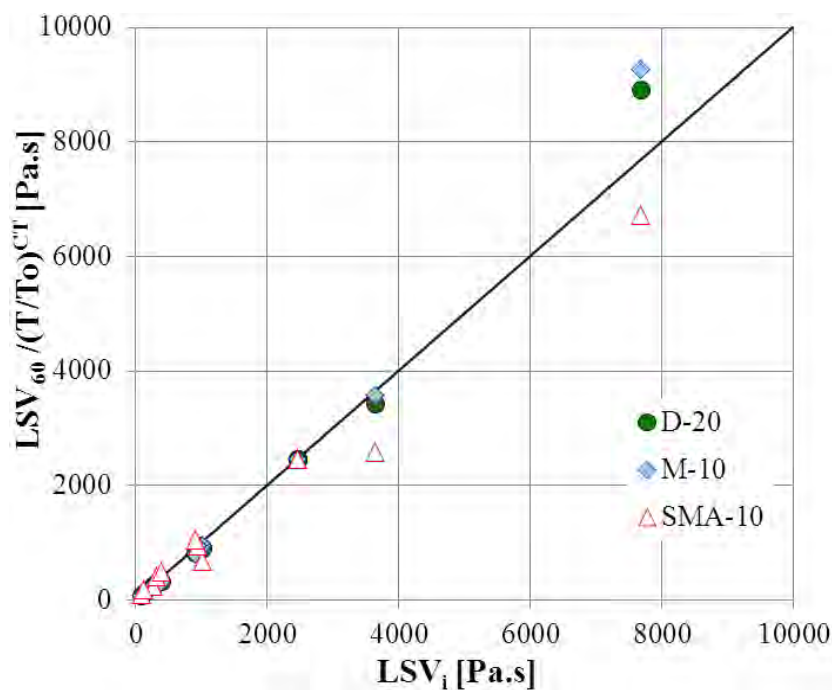


Figura 6.23.  $LSV_i$  versus parámetro  $LSV_{60\text{ °C}}/(T/T_0)^{CT}$ .

#### 6.4.2. Consideraciones a la relación LSV-T-Carga.

En este apartado se estudiaron el desempeño al ahuellamiento de mezclas asfáltica a diferentes temperaturas y cargas conjuntamente con características del ligante asfáltico (la LSV). Se analizaron de manera de obtener una relación para predecir el comportamiento de una mezcla. Las principales conclusiones se indican a continuación.

Se modeló el desempeño de forma práctica considerando en una única relación la sensibilidad a la variación de temperatura y carga de las mezclas estudiadas así como el comportamiento dependiendo del tipo de ligante a través de la LSV.

El modelo encontrado es práctico ya que sólo necesita una medición de la LSV a 60 °C para caracterizar al tipo de ligante siendo la relación con los desempeños inversamente proporcional.

