



UCAM

UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE MURCIA

ESCUELA POLITECNICA SUPERIOR

Departamento de Ciencias Politécnicas

DISEÑO DE UNA NUEVA PLACA TRANVIARIA
DE MEZCLA BITUMINOSA AMORTIGUADORA
DE VIBRACIONES

Autor:

D^a. Teresa Real Herráiz

Directores:

Dr. D. Alejandro M. Hernández Díaz

Dr. D. Jesús H. Alcañiz Martínez

Dra. D^a Clara Zamorano Martín

Murcia, Febrero de 2016

A mis Directores de Tesis, por su dedicación y
esfuerzo para orientarme.

A Julia, mi hermana, quien me ha enseñado lo
apasionante que es la carrera docente e
investigadora.

A mi familia, por el tiempo que no he podido
disfrutar de ellos durante este periodo y, muy
especialmente, a aquellos que ya no están.

ÍNDICE

RESUMEN.....	5
ABSTRACT	7
1. INTRODUCCIÓN	9
1.1. PROBLEMÁTICA	9
1.2. OBJETIVOS DE LA PRESENTE TESIS DOCTORAL	16
1.3. METODOLOGÍA	18
1.3.1. Obtención de la mezcla bituminosa.....	19
1.3.2. Diseño y construcción de la nueva vía en placa bituminosa.....	20
2. ESTADO DEL ARTE: MEZCLAS BITUMINOSAS Y VÍA EN PLACA.....	21
2.1. MEZCLAS BITUMINOSAS.....	21
2.1.1. Consideraciones iniciales	21
2.1.2. Clasificación de los distintos tipos de mezclas bituminosas.....	24
2.1.3. Viscosidad de una mezcla bituminosa.....	29
2.1.4. Tipos de mezclas más utilizadas.....	38
2.1.5. Influencia de las adiciones en las mezclas bituminosas	44
2.1.6. Envejecimiento de una mezcla bituminosa	46
2.2. VÍA EN PLACA TRANVIARIA Y SOLICITACIONES APLICADAS SOBRE LA VÍA...	48
2.2.1. Consideraciones iniciales	48
2.2.2. Solicitaciones sobre la vía.....	87
3. TRABAJOS DE INVESTIGACION DE LA MEZCLA BITUMINOSA	105
3.1 PROPIEDADES A EXIGIR A LA NUEVA MEZCLA BITUMINOSA Y ENSAYOS A REALIZAR.....	105
3.1.1 Propiedades a exigir a la nueva mezcla bituminosa.....	105
3.1.2 Ensayos a realizar a la nueva mezcla bituminosa.....	107
3.2. DOSIFICACIONES DE LA NUEVA MEZCLA BITUMINOSA INCORPORANDO NFU	123

3.2.1. Composición de la mezcla bituminosa en caliente básica sobre la cual se añadirán los aditivos.	124
3.2.2. Aditivos a emplear para aumentar la viscosidad de la mezcla.	126
3.2.3. Dosificaciones a ensayar para obtener la influencia de los aditivos. ..	128
3.3. DOSIFICACIONES DE LA NUEVA MEZCLA BITUMINOSA INCORPORANDO PLASTÓMEROS.....	133
3.3.1. Composiciones básicas sobre las que se añadirán los aditivos plastoméricos.	133
3.3.2. Propuesta de dosificaciones a ensayar	134
3.3.3. Caracterización económica de cada alternativa planteada.....	135
4. RESULTADOS DE LA MEZCLA BITUMINOSA	139
4.1 COMPORTAMIENTO VIBRATORIO Y ESTRUCTURAL DE LAS NUEVAS MEZCLAS BITUMINOSAS CON NFU	139
4.1.1. Metodología seguida y ensayos realizados	140
4.1.2. Exposición de resultados	141
4.1.3. Análisis estadístico ANOVA: Propiedades viscosas.	147
4.1.4. Conclusiones	148
4.2 COMPORTAMIENTO VIBRATORIO Y ESTRUCTURAL DE LAS NUEVAS MEZCLAS BITUMINOSAS CON PLASTÓMEROS.....	149
4.2.1. Obtención del ángulo de fase y del factor de amortiguamiento. Ensayos previos de comprobación.	150
4.2.2. Obtención del ángulo de fase y del factor de amortiguamiento. Ensayos completos.....	153
4.2.3. Obtención del porcentaje de envejecimiento	156
4.2.4. Obtención del módulo de rigidez	172
4.2.5. Resultados a partir de los ensayos base. Características básicas.	172
4.3 ELECCIÓN DE LA MEZCLA BITUMINOSA ÓPTIMA	173
4.3.1. Resultados obtenidos de los ensayos a las distintas mezclas bituminosas	174
4.3.2. Análisis multicriterio	180

5. DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LA NUEVA VIA EN PLACA TRANVIARIA.....	195
5.1 DISEÑO DE LA NUEVA VÍA EN PLACA TRANVIARIA.....	195
5.1.1. Tipología de vía tranviaria a conseguir.....	195
5.1.2. Elementos que deben componer la nueva vía en placa con materiales bituminosos.....	197
5.1.3. Definición de la solución constructiva.....	198
5.1.4. Estudio del tipo de canaleta.....	200
5.1.5. Análisis de la puesta en obra de la solución constructiva definida	202
5.1.6. Dimensionamiento de la capa de mezcla bituminosa.....	203
5.2 CONSTRUCCIÓN DE LA NUEVA VÍA EN PLACA TRANVIARIA.....	213
5.2.1. Localización adecuada del tramo de pruebas.....	213
5.2.2. Dimensionamiento de la vía en placa para el tramo de pruebas.....	215
5.2.3. Construcción del tramo de pruebas.....	227
5.3 COMPORTAMIENTO VIBRATORIO DE LA NUEVA VÍA EN PLACA TRANVIARIA.....	228
5.3.1. Planificación y realización de la campaña de mediciones.....	228
5.3.2. Procesado y análisis de aceleraciones en tramo de pruebas.....	238
5.4 COMPARATIVO ECONÓMICO DE VÍAS EN PLACA TRANVIARIAS.....	271
6. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	275
6.1. CONCLUSIONES.....	275
6.2. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	278
6.3. PAPERS PUBLICADOS CON LAS INVESTIGACIONES DESARROLLADAS EN ESTA TESIS DOCTORAL.....	279
6.3.1 New environmental bituminous mixture for slab track design in tram networks.....	279
6.3.2 Optimized design of an asphalt mixture railway track for vibration attenuation. Study of the dynamic performance.....	280
6.3.3 New laboratory procedure using a modal approach to obtain vibration attenuation properties of unaged and aged asphalt mixtures.....	281

6.3.4 Complex modulus determination of new slab tram track SMA using UPV technique	281
ANEXO I: CONSTRUCCIÓN DEL TRAMO DE PRUEBAS.....	283
ANEXO II: ACTAS DE ENSAYOS	303
ÍNDICE DE FIGURAS	323
ÍNDICE DE TABLAS	337
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	343

RESUMEN

De todos son conocidas las ventajas que tiene el tranvía como medio de transporte urbano: mejores ratios eficiencia energética y sostenibilidad, es un medio de transporte público de calidad en cuanto a la seguridad, regularidad, accesibilidad, capacidad y velocidad y su estructura permite su adaptación al trazado urbano y al tráfico rodado.

Pero no hemos de olvidar que también tiene entre sus inconvenientes dos grandes externalidades: el ruido y las vibraciones. Estas últimas tienen su origen en el contacto rueda-carril, se transmiten a través de la superestructura y finalmente afectan a las edificaciones vecinas. Sin embargo, en la única fase en la que podemos actuar de manera efectiva es la transmisión, pues ésta tiene lugar principalmente por la rigidez del material constructivo con la que se ejecutan las superestructuras tranviarias (principalmente, el hormigón).

Conocida la problemática, el presente trabajo se centra pues en la búsqueda de un nuevo material que se pueda colocar en la superestructura de las vías tranviarias y que sea capaz de absorber dichas vibraciones antes de que éstas lleguen a las edificaciones vecinas.

Para ello, en la presente Tesis Doctoral se ha trabajado con unos materiales muy particulares: las mezclas bituminosas revalorizadas con residuos. Inicialmente se utilizó el Neumático Fuera de Uso, pero la capacidad amortiguadora de vibraciones no resultó efectiva. No obstante, tras diversas dosificaciones, se obtuvo aquella que resultaba más adecuada para los fines buscados: la que incorporaba un 0,5% de plastómeros reciclados. Además, a la mezcla resultante se le hicieron todos los ensayos necesarios (entre los que se encuentran los de fatiga) para comprobar que ésta envejeciese adecuadamente y que tuviese la vida útil necesaria.

Una vez obtenida la mezcla y comprobado su buen comportamiento vibratorio en laboratorio, ésta se ejecutó en un tramo de vía existente para comprobar su comportamiento en condiciones reales y analizar si los buenos resultados que presentaba en laboratorio seguían cumpliéndose en el tramo real.

Para ello se ejecutó un tramo de pruebas de 20 metros de longitud en la línea 1 del Tranvía de Alicante, concretamente en el apeadero de Pueblo Español que incluía una transición entre balasto y vía en placa de hormigón. La ubicación se eligió para poder comparar el comportamiento vibratorio de la nueva mezcla bituminosa con el comportamiento que tienen las configuraciones actuales del tranvía: vía en placa de hormigón y banqueta de balasto.

Tras la ejecución del tramo de prueba, se pudo corroborar la validez de los resultados obtenidos en laboratorio, pues la nueva vía en placa bituminosa con plastómeros reciclados amortiguaba un 58% más las vibraciones a 70 cm del carril y en un 20% menos de tiempo que la vía en placa convencional.

Como conclusión al trabajo, se ha llevado a cabo una valoración económica de la nueva vía en placa bituminosa para saber cuándo es competitiva, económicamente hablando, con las soluciones constructivas que se realizan en la actualidad. El resultado de este análisis ha resultado ser positivo en aquellas zonas en las que pueda haber problemas de vibraciones originadas por trazados geométricos (como la presencia de curvas muy cerradas) o en zonas próximas a las edificaciones, pues las soluciones actuales pasan principalmente por la colocación de mantas elastoméricas bajo la vía (cuyo precio es elevado). Bajo estas casuísticas, la solución obtenida en esta Tesis Doctoral llega a ser, como mínimo, un 30% más económica que sus competidoras.

ABSTRACT

The advantages of the tramway as an urban mean of transport are well known: it presents high energetic efficiency and sustainability; it is considered a public high-quality mean of transport in terms of security, regularity, accessibility, capacity and speed; and its structure allows the adaptation to the urban layout and to the road traffic.

Nevertheless, there must not be forgotten that, among its drawbacks, two externalities may be found: noise and vibrations. The source of vibrations is placed in the rail-wheel contact, being then transmitted through the track superstructure to finally affect the surrounding buildings. However, the only phase in which we are able to effectively actuate is on transmission stage, since it occurs mainly due to the stiffness of the constructive material used to built tramway superstructure (mainly, concrete).

Once the problem is known, the present research is focused on finding a new material which, being placed in the superstructure of tramway tracks, present the ability to absorb these vibrations before they reach the closest buildings.

To this aim, in the current PhD Thesis the research is performed using quite particular materials: bituminous mixtures with wastes. At first term, Wasted Tires were used, but their effectiveness on damping vibrations was considered insufficient. However, after proving different dosages, the mixture which better fulfilled the requirements was found: the one which incorporated a 0.5% of recycled plastomers. Furthermore, different tests were performed to the resulting mixture (being fatigue test one of these tests) to prove its adequacy in terms of aging and lifespan.

Once the mixture had been obtained and its proper behavior assessed in a lab, the mixture was built in an existing stretch of track to prove its behavior in real conditions and to analyze whether the results obtained at lab were still valid in the real stretch.

To do so, a 20m long stretch was built in the Line 1 of Alicante's tramway, precisely in the Pueblo Español station, which included a transition between a ballasted and a concrete slab track. This particular placement was chosen in order to compare the vibratory behavior of the new mixture with the already existent configurations: the concrete slab track and the ballasted track.

After the execution of the trial stretch, the validity of the results obtained at lab was proven, since the new slab track made with a bituminous mixture with recycled plastomers was found to damp a 58% more the vibrations at 70cm from the rail in a 20% less in time than the conventional slab track.

As a conclusion to the research, an economic valuation of the new bituminous slab track was carried out to figure out how competitive it was compared to the constructive solutions actually available. The result from this analysis has been positive in areas with vibration problems was originated by their geometric layout (such as in sharp curves) or in areas close to buildings, since the current solutions are based on the placement of elastomeric mats under the track (which are expensive). Under these circumstances, the solution obtained for this PhD Thesis is, at least, a 30% more economical than their competitors.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. PROBLEMÁTICA

Los constantes cambios en los usos del suelo y el incremento en la demanda de movilidad de las áreas metropolitanas han exigido una reconversión de los medios de transporte para adaptarse a las nuevas necesidades.

Para ello se plantea la posibilidad de dotar a las áreas metropolitanas de sistemas de transporte de diferente capacidad, de tal modo que mediante la combinación de todos ellos se asegure un óptimo equilibrio entre inversión y nivel de servicio. A tal efecto, conviene distinguir entre aquellos medios de gran capacidad (como pudiera ser el transporte ferroviario de metro y cercanías) que son capaces de absorber grandes volúmenes de demanda, pero requieren de fuertes inversiones en materia de infraestructuras, explotación y mantenimiento, y aquellos medios de capacidad intermedia (como pudiera ser el caso de los autobuses) que requieren de menores inversiones pero que no son capaces de ofrecer el mismo nivel de oferta. Además, también conviene destacar aquellos medios recientemente implantados gracias al desarrollo tecnológico, como los denominados “sistemas híbridos” tren-tranvía o autobús-tranvía que ofrecen soluciones intermedias a las anteriormente mencionadas.

Este gran abanico de posibilidades facilita al planificador la posibilidad de fomentar la implantación de una u otra tipología, aunque en cualquier caso ésta debe hacerse de acuerdo a criterios técnico-económicos reales de corto, medio y largo plazo que en ocasiones pueden ser difíciles de cuantificar. En este sentido se pueden destacar la imagen del servicio, la fiabilidad o la facilidad de ampliación tal y como se recoge en la tabla 1.1.

Tipo de tráfico	Autobús	Tranvía Metro Ligero	Metro Convencional	Cercanías
Longitud habitual del coche (m)	8-12 Articulados 18 Bi-articulado 24,5	14-30	15-30	75-80
Número de coches por unidad	1	1-3	2-10	2-10
Plazas por unidad	75-105 Articulados 120 Bi-articulados 160	350 (2 coches)	730 (4 coches)	1.500 (4 coches)
Capacidad máxima (60")	4.500-6.300 Articulados 7.200 Bi-articulados 9.600	21.000 (2 coches)	43.800 (4 coches)	90.000 (4 coches)
Distancia entre estaciones (m)	150-300	300-800	1.000-2.000	2.000-4.000
Regularidad	Media-Baja (salvo que cuente con plataforma reservada)	Media-Alta (mayor cuanto mayor sea el grado de segregación de la plataforma)	Muy alta	Muy alta
Accesibilidad	Parada a nivel Excepcionalmente subterránea	Parada a nivel Excepcionalmente subterránea	Estación subterránea	Estación a nivel o subterránea
Integración urbanística	Inmediata	Fácil	Independiente, ya que es en subterráneo	Difícil en superficie
Reducción del número de coches en la calzada	No directamente (salvo que se implante plataforma reservada)	Sí, opcionalmente (si se implanta la plataforma reservada)	No directamente	No directamente

Tabla 1.1. Cuadro resumen de las principales características de distintos modos de transporte. Fuente: [1]

De acuerdo con los datos de la tabla 1.1, el tranvía o metro ligero se plantea como la solución más adecuada a las nuevas necesidades en el ámbito urbano [1]. De hecho, el tranvía es uno de los medios de transporte público urbano que mayor expansión está experimentando en los últimos años, pues desde que en la primavera de 1994 se inaugurara en Valencia la primera línea de tranvía moderno, éstos han registrado en España un continuo crecimiento que ha permitido su implantación tanto en grandes ciudades como Barcelona, Madrid y Sevilla, como en ciudades menores como Santa Cruz de Tenerife, Parla o Granada (esta última se encuentra en fase de finalización de obras, [2]).

El motivo de este continuo crecimiento es doble. Por un lado, el hecho de ser traccionado con energía eléctrica lo convierte en la alternativa con mejores ratios de eficiencia energética y sostenibilidad, y por otro lado es capaz de ofrecer grandes niveles de calidad de servicio gracias a su gran accesibilidad, capacidad, regularidad, seguridad y velocidad entre otras ventajas.

Sin embargo, el transporte tranviario no es perfecto y presenta una serie de desventajas basadas principalmente en las más importantes externalidades del ferrocarril: **el ruido y las vibraciones** (no debemos olvidar que el tranvía circula por el entorno urbano prácticamente en la totalidad de su recorrido, por lo que los problemas y molestias generadas provocarán afecciones aún más graves en la sociedad y en los edificios colindantes).

Estas externalidades y los problemas que de ellas deriven serán más o menos notables en función de las características de la superestructura tranviaria que se diseñe, siendo cada uno de los elementos constituyentes de la misma parte clave en la generación/transmisión e incluso en la atenuación de estas vibraciones.

Para un mejor nivel de entendimiento, las figuras 1.1 y 1.2 muestran un breve esquema gráfico de los elementos que constituyen la superestructura tranviaria:

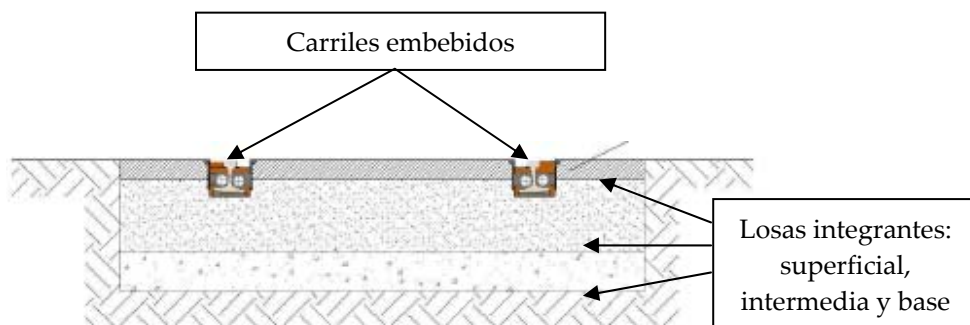


Figura 1.1 Elementos constituyentes de la superestructura tranviaria.

Fuente: Elaboración propia a partir de [3]

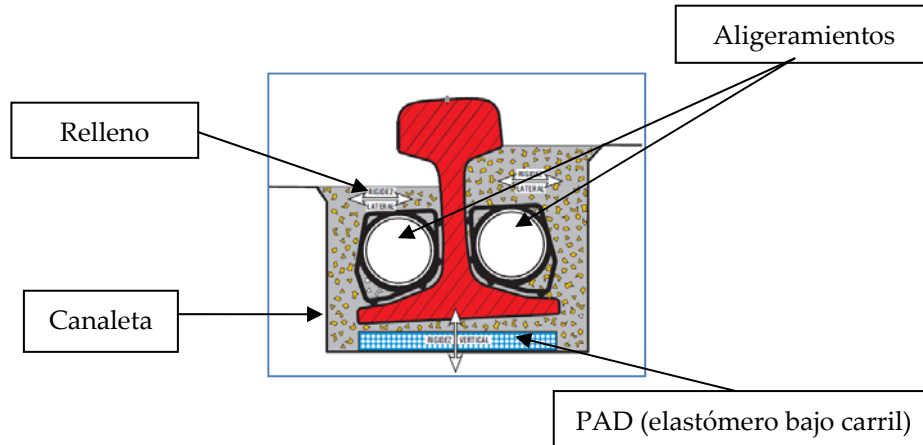


Figura 1.2 Elementos constituyentes de la superestructura tranviaria. Detalle sistema de fijación del carril embebido. Fuente: Elaboración propia a partir de [4]

Este tipo de superestructura recibe el nombre de *vía en placa con carril embebido* y su concepción se basa principalmente en que el carril quede confinado y dispuesto dentro de la plataforma viaria, con su parte superior enrasada total o parcialmente con la superficie de circulación (véase figura 1.3). Este hecho supone una ventaja importante, ya que implica una disminución de los deterioros en superficie (que podrían extenderse a toda la superestructura); evita la filtración de agua (en algunos casos con congelación); minimiza la pérdida de la calidad geométrica de la vía (lo que termina afectando tanto al material rodante como al medioambiente en forma de ruido y vibraciones) y aporta una solución de transporte integrado en una ciudad sin barreras.

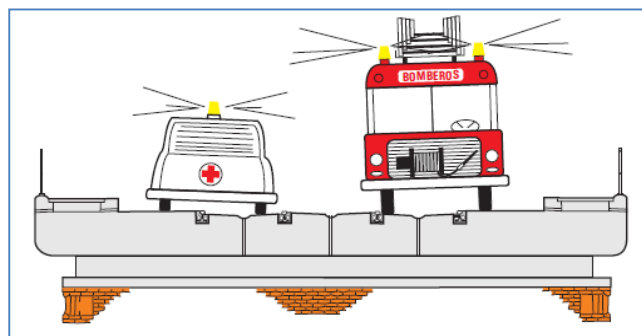


Figura 1.3 Las vías en placa con carril embebido permiten la circulación de vehículos no ferroviarios sobre la vía, incluso transversalmente a la misma. Fuente: [4]

En el caso del ferrocarril urbano, la vía en placa está adquiriendo cada vez mayor peso entre las Administraciones Ferroviarias que apuestan por este sistema. Los motivos son amplios, puesto que este tipo de superestructura proporciona una estética y limpieza adecuadas, permite la evacuación rápida y segura de pasajeros, ofrece la posibilidad (en algunos diseños) de dotar de permeabilidad transversal al tráfico rodado y peatonal y proporciona una mayor capacidad portante gracias a una base con mayor rigidez y un mayor confinamiento del carril respecto a la capa de acabado superficial.

Sin embargo, a pesar de sus numerosas ventajas, está demostrado que la vía en placa es más ruidosa y transmite más vibraciones que la vía tradicional sobre balasto [5]. Este problema se ha intentado solucionar mediante la colocación de diferentes dispositivos como apantallamientos, engrasadores, lubricantes, o láminas de materiales elastoméricos a diferentes niveles de la superestructura.

No obstante, estos intentos, además de resultar muy caros, no han sido suficientes y dichos problemas siguen siendo objeto de estudio y preocupación de las Administraciones, ya que las exigencias de disponibilidad, confort y compatibilidad con el medio ambiente del transporte público son cada vez mayores.

En la actualidad, desde el punto de vista dimensional, el diseño común de estas vías consiste en un carril apoyado sobre una losa de hormigón armado con un espesor entre 250 y 300 mm, disponiéndose entre ambos una serie de elementos de apoyo de tipo elastómero para conseguir mayor elasticidad e intentar compensar, en cierta medida, la rigidez del hormigón.

En cuanto a la superficie de revestimiento, lo común es hormigón impreso (en el caso de tratarse de una vía especializada exclusiva para el paso de tranvía) o asfáltica (si es una superficie multimodal que comparten varios medios de transporte) tal y como muestra la figura 1.4:



Superficie de revestimiento
hormigón impreso

Superficie de revestimiento
de naturaleza asfáltica

Figura 1.4. Diferentes superficies de revestimiento de vías en placa

Fuente: Elaboración propia a partir de diversas fuentes anónimas

Volviendo a la infraestructura, se ha detectado que las características de la misma, su diseño (disposición y tipo de materiales utilizados) y precisión en la ejecución y mantenimiento, son factores fundamentales a la hora de controlar la transmisión de las principales externalidades anteriormente mencionadas.

En el sistema tranviario, las vibraciones se generan en el contacto rueda-carril, se transmiten a través de la superestructura al terreno y finalmente alcanzan las cimentaciones de los edificios colindantes. Por este motivo, la superestructura (constituida por el carril, su elemento soporte y por una base de apoyo del conjunto) jugará un papel fundamental en la transmisión de esas ondas al formar parte del medio por el que éstas se transmiten.

Como ya se ha comentado, para intentar solucionar el problema de las vibraciones, se han diseñado varios sistemas que intentan controlar el ruido y las vibraciones generadas por el tráfico ferroviario. En este sentido cabe mencionar dos soluciones claramente diferenciadas. Por un lado, el uso de material elastomérico adherido al carril (bien por vertido in situ o mediante nuevas técnicas de carril enchaquetado) que intenta impedir el paso de las vibraciones a la capa de base de hormigón (figura 1.5 izquierda), y por otro lado las denominadas “vías verdes” con las que se consigue reducir el ruido, pero no las vibraciones [6] (figura 1.5 derecha).



Material elastomérico:
carril enchaquetado (1)
o vertido in situ (2)

Vías verdes: Superficie de revestimiento
mediante una cobertura vegetal

Figura 1.5. Diferentes métodos que intentan disipar el ruido y las vibraciones

Fuente: Elaboración propia a partir de diversas fuentes anónimas

Todas estas medidas han demostrado resultar insuficientes y no ser capaces de solucionar el grave problema antes mencionado. Por este motivo, tras un exhaustivo estudio de la superestructura desde el punto de vista mecánico [7], se ha diagnosticado que con el diseño de las vías en placa que se construyen en la actualidad resulta complicado mitigar dicha vibración debido principalmente a la elevada rigidez del hormigón que constituye la base de la superestructura.

Esta afirmación tiene como base teórica la ecuación de ondas [8] que define la dinámica de un material (véase la siguiente ecuación). De este modo, los desplazamientos en un punto cualquiera del material (vector \mathbf{d}) están en función del tiempo.

$$(\hat{\lambda} + \hat{\mu})\nabla_{x,z}(\nabla_{x,z}\mathbf{d}) + \hat{\mu}\nabla_{x,z}^2\mathbf{d} + \rho\mathbf{b} = \rho\frac{\partial^2\mathbf{d}}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 1.1})$$

En esta ecuación, el vector \mathbf{b} representa las fuerzas de volumen, ρ es la densidad del material y $\hat{\lambda}$ y $\hat{\mu}$ son los llamados parámetros de Lamé que describen su comportamiento visco-elástico (es decir, cómo se deforma el material en función de la carga aplicada como del tiempo). Estos operadores se definen de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$\hat{\lambda} = \lambda + \lambda^* \frac{\partial}{\partial t} \quad (\text{Ec. 1.2})$$

$$\hat{\mu} = \mu + \mu^* \frac{\partial}{\partial t} \quad (\text{Ec. 1.3})$$

Por tanto, una mejora de las características viscoelásticas del material utilizado hará posible una atenuación de dichas vibraciones.

Un material que cumpliría este requisito serían las mezclas bituminosas, y esto es así porque el comportamiento de la mezcla es el resultado de la integración de los comportamientos de sus componentes: por un lado están los áridos (de naturaleza elastoplástica) y por otro la masilla (el ligante de naturaleza hidrocarbonada, más el polvo mineral cuya naturaleza es claramente viscoelástica). En consecuencia, las mezclas bituminosas tienen una naturaleza que cabe denominar viscoelastoplástica (exactamente lo que se estaba buscando).

1.2. OBJETIVOS DE LA PRESENTE TESIS DOCTORAL

Tras la exposición de los parámetros que configuran la ecuación de ondas, parece razonable pensar que si se sustituye el hormigón de la vía en placa por una mezcla bituminosa cuyo comportamiento sea viscoelastoplástico (como se ha indicado anteriormente), se podría mejorar el problema de la transmisión de vibraciones a través de la infraestructura ferroviaria. Pero además, si se consigue que esa mezcla bituminosa tenga un mejor comportamiento viscoelástico que una mezcla convencional, se conseguirá reducir las vibraciones en mayor medida.

El objetivo principal de la presente Tesis Doctoral parte pues de estos dos razonamientos, y busca obtener una mezcla bituminosa con un comportamiento viscoelástico mejorado. Además se propone como premisa la adición, entre otros, de materiales reciclados, lo cual a su vez repercutirá positivamente en la conservación del medioambiente.

Una vez obtenida la mezcla bituminosa mejorada, se busca su aplicación práctica mediante el diseño y construcción de un tramo de pruebas en una vía en placa tranviaria real. La idea que se persigue con ello es la de corroborar la idoneidad del nuevo material en la reducción de vibraciones, pues esta es una de

las principales externalidades del servicio tal y como ha quedado plasmado en el apartado anterior.

Por último, se busca realizar una valoración económica de la solución obtenida para comprobar si la solución propuesta resulta económicamente competitiva con la soluciones constructivas existentes.

De todo lo anterior se extrae que el cambio que propone la presente Tesis Doctoral consiste en sustituir un material rígido como el hormigón por uno de propiedades viscoelastoplásticas que supongan una mejora en la atenuación de las vibraciones. Además, la utilización de este nuevo concepto de vía en placa bituminosa deberá ser capaz de dar respuesta a otras necesidades y presentará las ventajas de cualquier otra vía en placa, tanto económicas como técnicas, que se enumeran a continuación:

- Revalorización de residuos: Se es consciente que existe un interés creciente por la revalorización de residuos. Existen numerosos estudios sobre su uso en la fabricación de mezclas bituminosas de carreteras, entre los que merece la pena destacar los buenos resultados obtenidos gracias a la adición de NFU (Neumáticos Fuera de Uso) en la búsqueda de pavimentos con propiedades disipadoras del ruido producido por la rodadura de vehículos. En la misma línea se buscarán residuos aptos para su uso que contribuyan a las mejoras en las características viscoelásticas que se requiere obtener.
- Reducción de costes de mantenimiento: Indirectamente, gracias al aumento de la elasticidad en la vía, se conseguirá reducir otro de los principales problemas del tráfico ferroviario como es el gasto en mantenimiento. Este influirá de forma considerable sobre la reducción del desgaste de los diferentes componentes de la superestructura y de los vehículos, siempre que este aumento sea controlado y dentro de los parámetros aceptables desde el punto de vista del diseño.
- Disminución de los costes de ejecución: Con este tipo de vía en placa se evita un procedimiento muy costoso como es el armado del hormigón (figura 1.6) y todos los procesos necesarios para la puesta en obra del mismo, mucho más complejos que los necesarios para la puesta en obra de las mezclas bituminosas.



Figura 1.6. Ejecución de la losa armada de base frente a compactación de una capa bituminosa en carretera. Fuente: Elaboración propia a partir de diversas fuentes anónimas

- Mayor velocidad en la ejecución y reparación: La vía en placa bituminosa se construiría más ágilmente y se repararía con mucha más rapidez que las de hormigón. Por tanto, además de reducir los costes en caso de pérdida de servicio por labores de reparación, aquellas técnicas que permitan reducir los tiempos de intervención en el viario público, supondrán menores niveles de afectación al entorno (en forma principalmente de ruido y de todas aquellas molestias que las obras generan en las ciudades). Ello ayudará a potenciar el concepto de un transporte público sostenible.

1.3. METODOLOGÍA

La presente Tesis Doctoral desarrolla dos temas totalmente diferenciados, y a su vez íntimamente relacionados.

En primer lugar, se desarrolla el diseño de una mezcla bituminosa con suficiente capacidad portante para soportar las cargas transmitidas por el tráfico ferroviario a la que se exige disponer de una alta capacidad de atenuación de vibraciones y cumplir con el resto de condicionantes que se demandan a día de hoy a las mezclas convencionales utilizadas en carreteras. A esta mezcla bituminosa se le realizan todos los ensayos necesarios en laboratorio para comprobar que se cumplan las características comentadas.

En segundo lugar, y una vez conseguida esta mezcla bituminosa, se diseña y dimensiona una nueva vía en placa tranviaria dotada de la citada mezcla en su seno (más concretamente en el paquete inferior, desde la zona del patín del carril hacia abajo, que es por el que se transmiten las vibraciones en una superestructura ferroviaria).

Para finalizar, se comprueba el comportamiento vibratorio de la citada vía mediante la realización de diversas mediciones en un tramo de pruebas ejecutado con las mezclas obtenidas en la presente Tesis Doctoral.

1.3.1. Obtención de la mezcla bituminosa

En el siguiente capítulo del Estado del Arte, se buscan cuáles son los parámetros que se deben mejorar para obtener una nueva mezcla bituminosa susceptible de ser colocada en el seno de una vía en placa tranviaria.

Para ello, se diseñan, fabrican y ensayan diversas dosificaciones que incluyen algún elemento reciclado con el fin de imprimir un carácter respetuoso con el medio ambiente y se realiza un estudio estadístico para comprobar qué materiales de los incorporados son significativos de cara a la mejora de alguna de las características buscadas. A continuación, y sabiendo cuál es el material a incluir en las nuevas mezclas bituminosas, se fabrica y se ensaya otra tanda de dosificaciones para obtener la mezcla o mezclas que mejor comportamiento tengan.

Todos estos trabajos se realizan en el seno del proyecto de investigación BITUTRAN, financiado por el CDTi, en el cual colaboran la empresa Aglomerados los Serranos S.A. como coordinadora y el grupo de investigación donde la doctoranda trabaja en el desarrollo de diversas tareas del proyecto de investigación citado, las cuales son el objeto de la presente Tesis Doctoral. Por ello, todos los trabajos de elaboración y ensayo de las mezclas se realizan en los laboratorios de la empresa Aglomerados los Serranos ubicados en Abanilla (Murcia). Para su desarrollo, la doctoranda se ha trasladado a sus instalaciones para fabricar allí las mezclas que posteriormente se llevan a ensayo mediante el uso de acelerómetros triaxiales y un martillo de impacto gracias a los cuales se comprueba el comportamiento vibratorio de las mezclas fabricadas en laboratorio.

1.3.2. Diseño y construcción de la nueva vía en placa bituminosa

En esta fase, y tras la realización del Estado del Arte oportuno, se exponen las distintas tipologías de vía en placa existentes en la actualidad y se desarrolla un proceso constructivo para la ejecución de una vía en placa tranviaria constituida íntegramente por mezcla bituminosa.

Una vez determinado dicho proceso, se procede a realizar el dimensionamiento de la misma. Para ello se utilizan modelos matemáticos desarrollados en el grupo de investigación al que esta doctoranda pertenece, y que están calibrados y validados gracias a mediciones realizadas en otros trabajos de investigación.

El dimensionamiento de la nueva vía en placa con mezcla bituminosa se realiza obteniendo el menor espesor de mezcla necesaria para no llevar a la fatiga a ninguno de los elementos constituyentes de la infraestructura (es decir, la mezcla bituminosa, las zahorras y la explanada). Para ello se debe conocer la circulación ferroviaria a la que estará expuesta la vía en placa bituminosa, así como las características intrínsecas de la plataforma donde se construirá la nueva vía en placa. Como este dato no se conoce a priori, se obtiene un catálogo de soluciones en función de la capacidad portante de la plataforma que se disponga.

Una vez construido el tramo de pruebas dimensionado conforme se ha indicado en el párrafo anterior, se realiza una campaña de mediciones de vibraciones para comprobar el comportamiento vibratorio de la nueva vía en placa bituminosa en comparación con las habituales vías sobre balasto y en placa de hormigón.

Para realizar este análisis vibratorio se utilizan acelerómetros triaxiales y ordenadores portátiles para registrar y almacenar los datos. Posteriormente, éstos datos son procesados con software *Fast Tracer* y *Famos*.

Por último, y una vez comprobada la idoneidad de la vía en placa bituminosa, se realiza un estudio económico para comprobar si la nueva solución es competitiva frente a las soluciones disponibles a día de hoy en el mercado.

2. ESTADO DEL ARTE: MEZCLAS BITUMINOSAS Y VÍA EN PLACA

2.1. MEZCLAS BITUMINOSAS

2.1.1. Consideraciones iniciales

Las mezclas bituminosas se definen como mezclas constituidas principalmente por tres componentes distintos: ligante hidrocarbonado (o betún), áridos y huecos (figura 2.1). Además, eventualmente, aparecen los denominados aditivos.

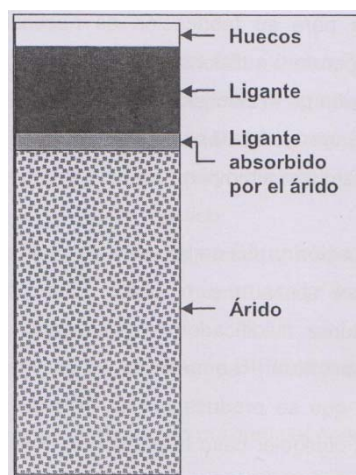


Figura 2.1 Componentes de una mezcla bituminosa. Fuente: [9]

Por lo tanto, el comportamiento de dichas mezclas vendrá definido por el comportamiento de sus distintos componentes. Así pues, de acuerdo con [9], los áridos presentan un comportamiento básicamente elástico hasta el punto de rotura, mientras que el betún presenta un comportamiento viscoelástico. De esta forma, el conjunto de las mezclas bituminosas puede asimilarse a un comportamiento de viscoelásticoplástico.

La presencia de huecos tiene una gran importancia en el comportamiento final de las mezclas bituminosas, ya que permite evitar en gran medida los

fenómenos de deformabilidad plástica e incluso los fenómenos de exudación (aparición de segregaciones y heterogeneidades en la mezcla bituminosa) cuando se alcanzan temperaturas elevadas en el firme.

Otro de los aspectos que influyen fuertemente en el comportamiento de las mezclas es la distribución volumétrica de los distintos componentes. Por poner un ejemplo, de acuerdo con [9], la composición volumétrica de una mezcla convencional suele estar alrededor de los siguientes porcentajes:

- Volumen ocupado por el árido: entre el 83 y el 87 %.
- Volumen ocupado por el betún: entre el 8 y el 12 %.
- Volumen ocupado por los huecos: entre el 3 y el 8 %.

Sin embargo, la distribución volumétrica de las mezclas abiertas o discontinuas (en las que se profundizará posteriormente) suele rondar los siguientes porcentajes:

- Volumen ocupado por los áridos: 70 %.
- Volumen ocupado por el betún: 10 %.
- Volumen ocupado por los huecos: 20 %.

Como se puede observar, la cantidad de huecos de estas últimas mezclas es muy superior a los huecos de las mezclas convencionales, básicamente provocada por la discontinuidad en la granulometría de los áridos.

De forma general, una de las principales características que se le exige a las mezclas bituminosas es la de ser capaz de soportar las cargas y de resistir las tensiones producidas con unas deformaciones admisibles. El parámetro que rige estas características es el módulo de rigidez.

Para evaluar la rigidez de una mezcla bituminosa en donde existen comportamientos tanto elásticos como viscosos, se utiliza el módulo de rigidez complejo E^* . Dicho parámetro relaciona la deformación de una mezcla y la sollicitación en función del valor de la carga aplicado y el tiempo de desfase a causa del comportamiento viscoso entre la aplicación de la carga y la deformación producida. Dicho módulo es un número imaginario compuesto, dado por la siguiente expresión:

$$E^* = E' + i \cdot E'' \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Donde E^* es el módulo de rigidez complejo, E' es la parte real del módulo complejo que rige las propiedades del comportamiento elástico y E'' es la parte imaginaria del módulo complejo que rige las propiedades del comportamiento viscoso.

Comúnmente, como valor real y único del módulo de rigidez, se suele tomar el módulo del módulo de rigidez complejo de la siguiente forma:

$$|E^*| = \sqrt{E'^2 + E''^2} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Por lo tanto, a partir de la anterior expresión se puede deducir que el módulo de rigidez de una mezcla bituminosa depende tanto de sus propiedades viscosas como de sus propiedades elásticas. Así pues, a mayor viscosidad y a mayor rigidez elástica, el módulo de rigidez de las mezclas bituminosas es mayor.

Además, de acuerdo con [9], los dos aspectos fundamentales por los que está gobernado el módulo de una mezcla y que tienen relación directa con las expresiones expuestas son su composición volumétrica (formada por el porcentaje en volumen de áridos, betún y huecos y relacionada directamente con la parte real del módulo complejo, es decir, con la rigidez elástica) y el módulo del betún (relacionado directamente con la cantidad de betún citada en el anterior punto y con la parte imaginaria del módulo complejo, es decir, con el comportamiento viscoso).

De forma cualitativa, en la figura 2.2 se puede observar la variación del módulo complejo en función de los dos aspectos citados anteriormente, donde se representa el módulo dinámico de las diferentes mezclas en función del módulo del betún.

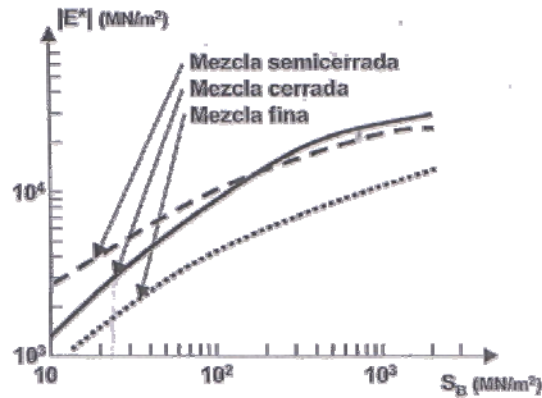


Figura 2.2 Variación del módulo complejo. Fuente: [9]

2.1.2. Clasificación de los distintos tipos de mezclas bituminosas

Los distintos tipos de mezclas bituminosas existentes se pueden clasificar conforme a diferentes criterios. A continuación se presentarán las diferentes clasificaciones:

- Por la temperatura de fabricación y puesta en obra

En caliente. Fabricación de las mezclas por encima de los 150 °C para conseguir que el ligante envuelva a los áridos y tener una buena trabajabilidad para el manejo de la mezcla.

En frío. Fabricación y puesta en obra de las mezclas a temperatura ambiente. Como ligante se suele utilizar una emulsión bituminosa como sustitución del betún.

Semicalientes y templadas. Fabricación y puesta en obra a temperaturas comprendidas entre las anteriores.

- Por el volumen de huecos en mezcla

Cerradas o densas y semidensas. Según [10], el contenido en huecos es inferior al 6 % para el caso de las mezclas densas y del 10 % para el de las semidensas. Se trata de mezclas impermeables y se clasifican según la nomenclatura anterior a la establecida por el PG-3 por D y S

respectivamente. Por el contrario, según [9], [11] y [12] para ambos casos especifican que el contenido en huecos es inferior al 6 %.

Semicerradas o gruesas. Según [10], el contenido en huecos está comprendido entre el 10 y el 15 %. Sin embargo, según [9], [11] y [12], dicho contenido está comprendido entre el 6 y el 12%. Son mezclas con menor contenido de árido fino y ligante y se corresponden con las mezclas gruesas denominadas con la letra G. Debido al menor contenido en ligante, desde un primer momento pueden ser descartadas para el caso de la vía que estamos estudiando.

Abiertas. Según [10], el contenido en huecos es superior al 15 % e inferior al 22%. Según [9], [11] y [12] el contenido en huecos es superior al 12 %. Están formadas mayoritariamente por árido grueso y ligante.

Porosas o drenantes. Según [10] el contenido en huecos es superior al 22 %, normalmente entre el 22 y el 28 %. Según [9], [11] y [12], el contenido en huecos es superior al 20 %. Permiten construir capas muy permeables que consiguen eliminar el agua de lluvia superficial por infiltración a través de la capa porosa. Por esta razón, en las capas inferiores se debe tener previsto la evacuación de estas aguas (figura 2.3).

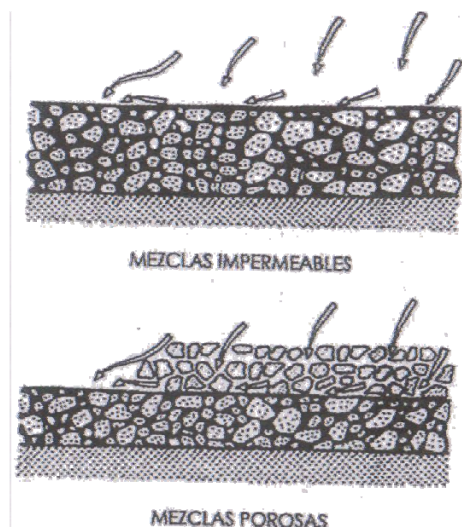


Figura 2.3. Evacuación de aguas en las mezclas porosas. Fuente: [11]

En este último tipo de mezclas están incluidas las mezclas porosas PA, que dependiendo de las fracciones de árido empleadas distinguen entre mástico bituminoso (polvo mineral y ligante); mortero bituminoso (árido fino, polvo mineral y mástico); macadam bituminoso (árido grueso >6 mm y ligante) y hormigón bituminoso (árido grueso, árido fino, polvo mineral y ligante).

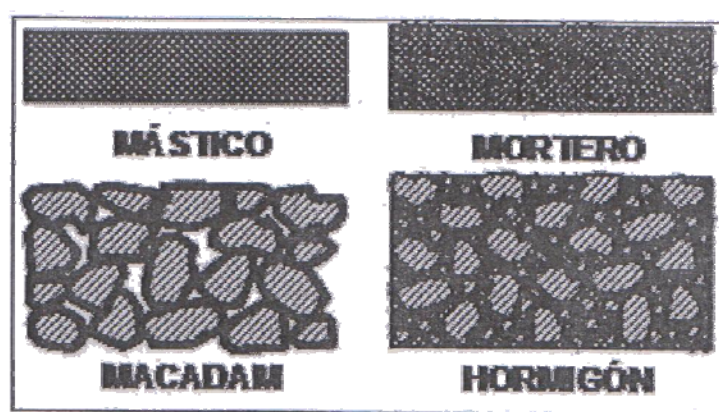


Figura 2.4. Aspecto de los cuatro distintos tipos básicos de mezclas porosas.

Fuente: [9]

- **Por el tamaño máximo del árido**

Gruesas. Cuando el tamaño máximo del árido es superior a los 8 mm, siendo los tamaños habituales: 8, 12, 20 y 25 mm. Constituyen la gran mayoría de mezclas utilizadas.

Finas. Cuando el tamaño máximo del árido es inferior o igual a 8 mm. Este tipo de mezclas permite el diseño de capas de espesor más delgado.

- **Por la estructura del árido**

Mezclas con esqueleto mineral. En este tipo de mezclas están incluidas las de tipo "macadam bituminoso" y todas las correspondientes a las de hormigones bituminosos, como se profundizará en el siguiente apartado, mezclas PA, mezclas discontinuas, etc.

Mezclas sin esqueleto mineral. En este grupo están incluidos los másticos y los asfaltos fundidos y tienen como característica común, a diferencia de los que tienen esqueleto mineral, que su función resistente viene caracterizada

por el ligante, ya que estas mezclas son muy ricas en betún. Por ello, la parte real del módulo de rigidez complejo es muy inferior respecto a la de las mezclas con esqueleto mineral y, aunque la parte imaginaria sea superior debido al mayor contenido en betún, de forma general los módulos de rigidez complejos son inferiores.

En cuanto al coste de estas últimas, el precio es muy elevado y solo se utilizan en casos muy especiales y en zonas de clima frío y húmedo debido a la gran susceptibilidad térmica (capacidad de modificar sus propiedades en función de la temperatura) que tienen y donde la impermeabilidad de la superficie resulta fundamental.

- **Por la granulometría**

Uniformes. Se caracterizan por tener una granulometría de árido grueso cortado entre dos valores muy próximos y con la carencia de árido fino (como el caso de los macadam bituminoso).

Continuas. La curva granulométrica de este tipo de mezclas se caracteriza por contener todos los tamaños intermedios de áridos entre el máximo y el mínimo. De esta forma se consigue que las partículas más finas rellenen los huecos dejados por las partículas más gruesas y permitan obtener una mezcla más compacta.

Discontinuas. La curva granulométrica de este tipo de mezclas se caracteriza por la falta de una fracción granulométrica intermedia. Son mezclas en las que el contenido de ligante es menos crítico que para las continuas pero que pueden resultar sensibles a las deformaciones plásticas.

En la figura 2.5 se muestra un ejemplo de cada tipo de mezcla en función de su curva granulométrica.

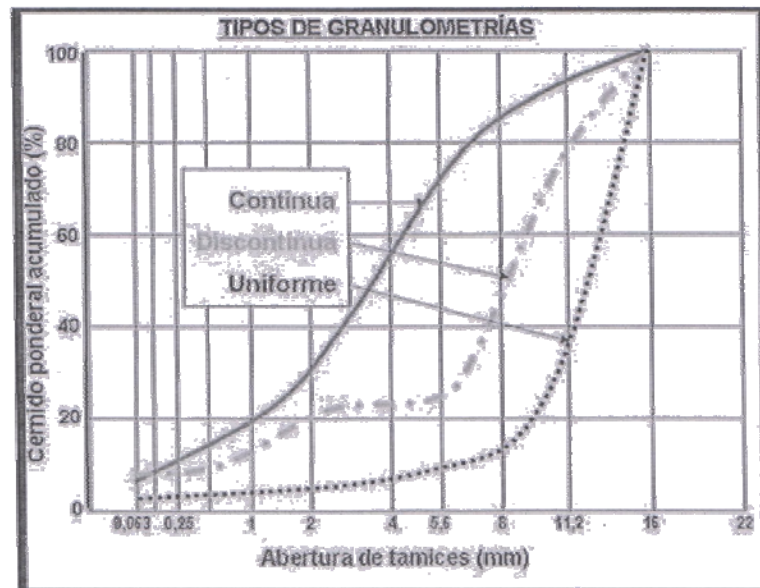


Figura 2.5. Tipos de mezcla bituminosa en función de su curva granulométrica.

Fuente: [9]

Por último, en la tabla 2.1 aparecen de forma resumida las distintas clasificaciones estudiadas en función de los distintos parámetros considerados.

Parámetro	Tipo de mezcla	Características
ÁRIDO EMPLEADO (ACUMULATIVA)	▪ Mástic	Filler + Betún
	▪ Mortero	Árido fino + Mástic
	▪ Macadam	Árido grueso + Betún
	▪ Hormigón	Árido grueso + Mortero
TEMPERATURA DE PUESTA EN OBRA	▪ En frío (MBF)	Temperatura ambiente
	▪ En caliente (MBC)	Altas temperaturas
% DE HUECOS EN MEZCLA (PG-4)	▪ Densas (D)	3 a 6%
	▪ Semidensas (S)	6 a 10%
	▪ Gruesas (G)	10 a 15%
	▪ Abiertas (A)	15 a 22%
	▪ Porosas (PA)	22 a 28%
TAMAÑO TEXTURA SUPERFICIAL	▪ Gruesas (gravas)	$T_{m\acute{a}x} > 8 \text{ mm}$
	▪ Finas (arenas)	$T_{m\acute{a}x} \leq 8 \text{ mm}$
GRANULOMETRÍA DE LOS ÁRIDOS	▪ Continuas	
	▪ Discontinuas	
ESTRUCTURA ESQUELETO MINERAL	▪ Sin esqueleto mineral	
	▪ Con esqueleto mineral	

Tabla 2.1. Clasificaciones estudiadas en función de los distintos parámetros considerados.

Fuente: [10]

2.1.3. Viscosidad de una mezcla bituminosa

En el presente apartado se propone el estudio del comportamiento de los materiales viscosos, particularizando posteriormente a una mezcla bituminosa. Por lo tanto, en primer lugar se definirá cómo se comporta un material viscoso frente a sollicitaciones estáticas a lo largo del tiempo y frente a sollicitaciones dinámicas tanto transitorias como estacionarias, recogiendo los diferentes modelos viscosos estudiados de la literatura que rigen cada tipo de comportamiento según la naturaleza de la sollicitación para así poder determinar qué parámetros son los que controlan el fenómeno. Estos parámetros serán los que se deberán obtener mediante los diferentes ensayos a plantear en futuros apartados del documento. En segundo lugar, se particularizará el estudio

realizado a la reología de las mezclas bituminosas, describiendo cómo influye el carácter mecánico de cada uno de sus componentes en la viscosidad global de la mezcla.

2.1.3.1. Patrones de comportamiento viscoso. Estático y dinámico

El comportamiento de un sólido viscoso depende de múltiples factores, aunque todos ellos pueden clasificarse como intrínsecos (es decir, aquellos dependientes de las propiedades del material) o extrínsecos (es decir, aquellos dependientes de factores externos al material).

Como primer paso para su caracterización, en primer lugar se define el esquema estructural de un sólido visco-elástico. Los modelos de comportamiento más conocidos son el de Maxwell y el de Kelvin-Voigt, y ambos parten de la hipótesis de que las deformaciones y las tensiones producidas en un sólido viscoso dependen del tiempo de aplicación de la carga y, en su caso, de la velocidad de aplicación (véase la figura 2.6, donde los elementos E son resortes característicos del comportamiento elástico y los elementos η son disipadores de energía).

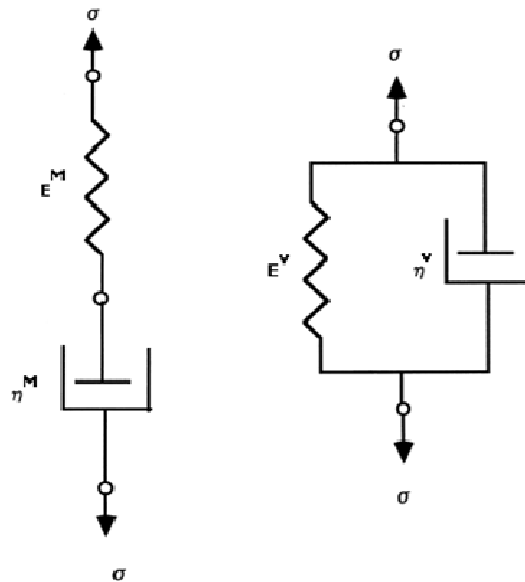


Figura 2.6 Esquemas estructurales de los modelos de Maxwell (izquierda) y de Kelvin-Voigt (derecha). Fuente: [13]

De esta forma, las tensiones desarrolladas en cada uno de los elementos se describen a continuación mediante las siguientes expresiones.

– Para los resortes: $\sigma = E \varepsilon$ (Ec. 2.3)

– Para los disipadores: $\sigma = \eta \frac{d\varepsilon}{dt}$ (Ec. 2.4)

Y tomando los principios de los elementos en serie y en paralelo, se obtienen las siguientes ecuaciones constitutivas para cada modelo de comportamiento:

– Para el modelo de Maxwell: $\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E^M} \frac{d\sigma}{dt} + \frac{1}{\eta^M} \sigma$ (Ec. 2.5)

– Para el modelo de Kelvin-Voigt: $\sigma = E^V \varepsilon + \eta^V \frac{d\varepsilon}{dt}$ (Ec. 2.6)

Por lo tanto, a partir de estos esquemas estructurales, en el presente apartado se estudiará el comportamiento de un sólido visco-elástico dependiendo de la naturaleza de las cargas que lo solicitan, las cuales pueden ser estáticas (es decir, de módulo, dirección y sentido constantes a lo largo del tiempo) o dinámicas (en las cuales se podrán diferenciar dos tipos de comportamiento: el relacionado con una carga dinámica cíclica estacionaria, como por ejemplo una carga sinusoidal, o el relacionado con una carga transitoria, como por ejemplo un golpe de un martillo).

– Cargas estáticas

Frente a este tipo de cargas, un material viscoso dispone de dos formas de comportarse diferentes. En primer lugar, suponiendo un ensayo en el que se aplica una tensión constante a una probeta (también conocido como el ensayo de fluencia), se tendrá una deformación que aumentará conforme lo hace el tiempo. En segundo lugar, suponiendo un ensayo en el que se aplica una deformación constante a una probeta (también conocido como ensayo de relajación), se tendrá que la tensión disminuye conforme lo hace el tiempo. De esta forma, los fenómenos de fluencia y relajación serán tanto más acentuados conforme mayor sea la viscosidad del material.

En las figuras 2.7 y 2.8 se muestra el comportamiento de un sólido viscoso de forma gráfica para los dos fenómenos anteriores y para los modelos de

Maxwell y Kelvin-Voigt. Para ello, se ha particularizado en las ecuaciones anteriores una tensión igual a constante para el ensayo de fluencia y una deformación igual a constante para el ensayo de relajación.

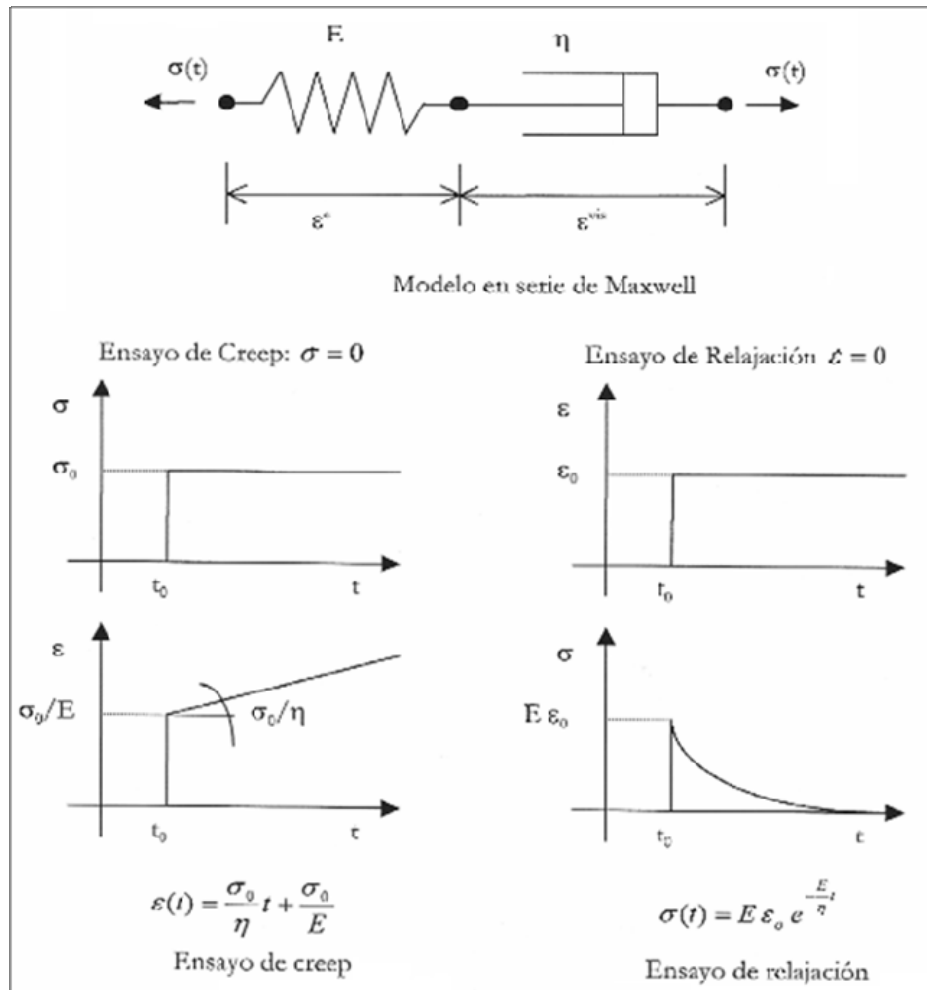


Figura 2.7 Comportamientos frente a ensayos suponiendo un modelo de comportamiento de Maxwell. Fuente: [13]

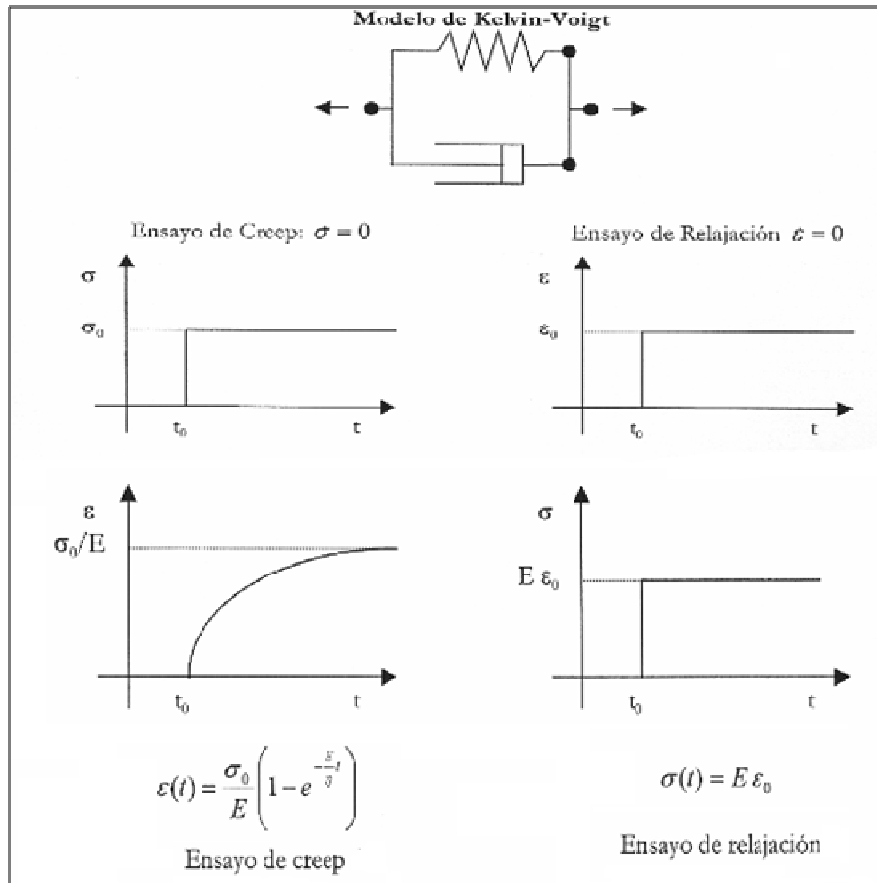


Figura 2.8. Comportamientos frente a ensayos suponiendo un modelo de comportamiento de Kelvin-Voigt. Fuente: [13]

Como se puede apreciar en ambas figuras, en los ensayos de fluencia, la deformación tiende a aumentar conforme el tiempo pasa (aunque cada modelo da una solución característica independiente). En cuanto al ensayo de relajación, se tiene que la tensión disminuye asintóticamente conforme pasa el tiempo (aunque, como se puede apreciar, el modelo de Kelvin-Voigt no resulta adecuado para su reproducción). En cualquier caso, tanto el fenómeno de relajación como el de fluencia vienen controlados por los factores de resorte y de disipador.

– Cargas dinámicas

En cuanto al comportamiento ante cargas dinámicas, se pueden diferenciar dos casos.

Por una parte, el caso en el que la excitación provoca una **señal transitoria**, la señal será tanto más amplia y se prolongará tanto más en el tiempo cuanto menor sea el factor de amortiguamiento del material (véase la figura 2.9 donde se pueden apreciar diferentes señales provocadas por la misma acción pero para materiales con diferentes factores de amortiguamiento).

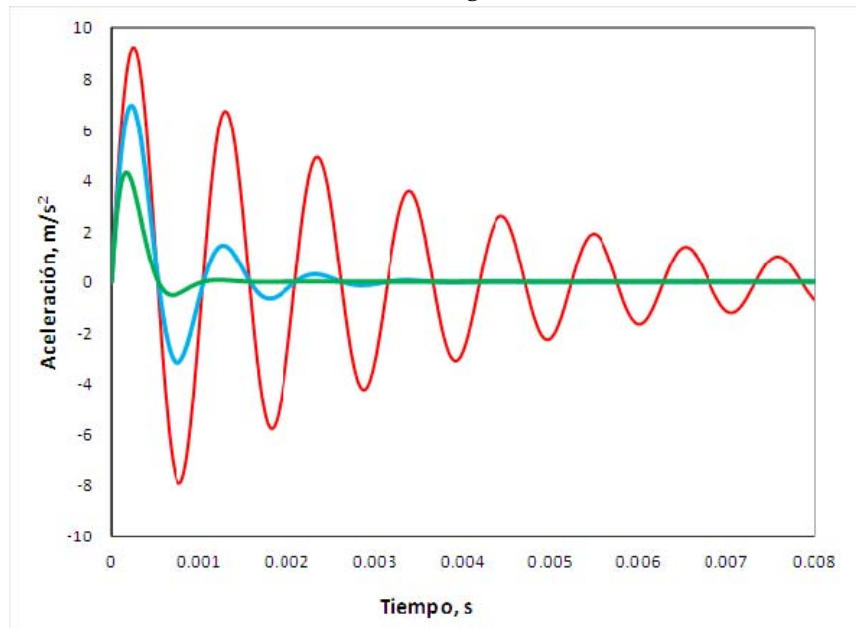


Figura 2.9. Señal de vibración libre de diferentes materiales viscosos. Fuente: Elaboración propia

Como se puede deducir, la señal roja pertenece al material con menor factor de amortiguamiento, mientras que la señal verde pertenece al material con mayor factor de amortiguamiento. Por lo tanto, el parámetro que controlará este comportamiento será el factor de amortiguamiento.

En la siguiente expresión se puede apreciar de qué forma actúa en la ecuación del movimiento de un sólido que experimenta una vibración libre amortiguada como la que se ha representado en la figura 2.9.

$$x(t) = Ae^{-\xi\omega_n t} \sin(\omega_n t) \quad (\text{Ec. 2.7})$$

En esta ecuación, $x(t)$ es la posición del punto que vibra en función del tiempo; A es la amplitud máxima de la vibración que se daría si el elemento fuera puramente elástico y ω_n es la frecuencia natural del sistema. Por lo tanto, dada

una señal de un cierto elemento vibrando libremente, mediante el ajuste de la envolvente de los picos de aceleración máximos (véase la siguiente ecuación), se podría obtener el factor de amortiguamiento del material. Este hecho se muestra en la figura 2.10.

$$x(t) = Ae^{-\xi\omega_n t} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

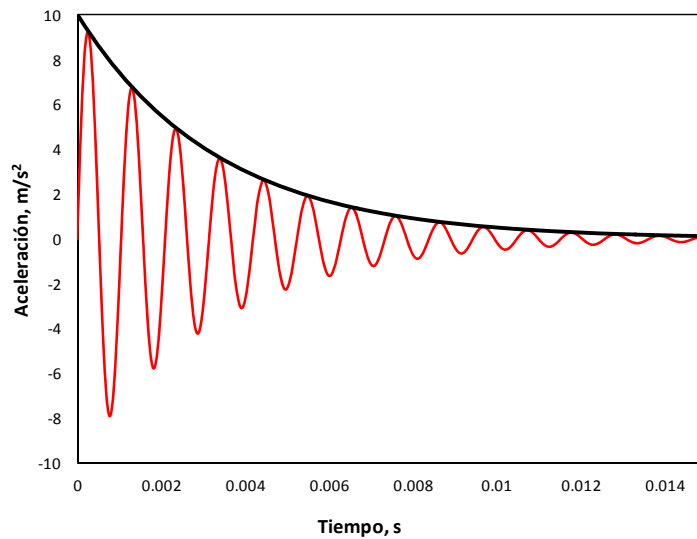


Figura 2.10. Ajuste de la curva envolvente a la señal de vibración libre.

Fuente: Elaboración propia

Por la otra parte, teniendo en cuenta una excitación cíclica, sinusoidal y estacionaria a lo largo del tiempo, los materiales visco-elásticos presentan un comportamiento también especial respecto al que presentaría un material puramente elástico. Cuanto más viscoso es un material, mayor es el desfase temporal entre la tensión aplicada y la deformación desarrollada en el seno del material. Este hecho se puede ver en la figura 2.11.

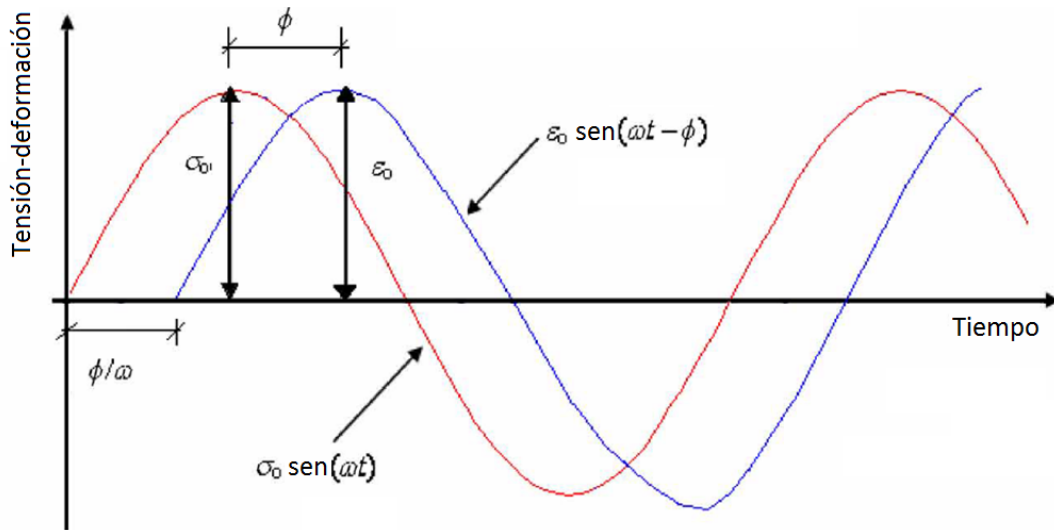


Figura 2.11. Desfase temporal entre la señal de tensión y de deformación.

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar, el parámetro que controla este fenómeno es el ángulo de fase que es mayor cuanto más desfasadas están las señales de tensión y deformación. Además, el ángulo de fase es un muy buen indicador de la viscosidad de una mezcla bituminosa. A continuación, se define la correlación de este parámetro con el factor de amortiguamiento descrito anteriormente [14].

$$\xi = \frac{\tan \phi}{2} \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Por lo tanto, la disipación de la señal como el desfase entre señales están relacionados entre sí, ya que ambos fenómenos vienen motivados por la misma propiedad: la viscosidad.

2.1.3.2. Reología de las mezclas bituminosas. Viscosidad y rigidez

El comportamiento de una mezcla bituminosa no solo depende de sus características intrínsecas y de las tensiones soportadas, sino que además es muy susceptible a condiciones externas como la temperatura ambiente o la forma de aplicación de las cargas. Todos estos factores influyen en el valor del ángulo de fase Φ , que es el parámetro que controla la viscosidad de una mezcla bituminosa y relaciona el módulo imaginario E'' con el módulo real E' . Es decir, es el factor que

relaciona la viscosidad de una mezcla en relación a su rigidez según se muestra analíticamente mediante la siguiente expresión [15].

$$\tan \phi = \frac{E''}{E'} \quad (\text{Ec. 2.10})$$

Como se puede apreciar, cuanto mayor sea el numerador en detrimento del denominador, mayor será la viscosidad de la mezcla bituminosa y viceversa. Todo esto va a venir controlado, por tanto, por el ángulo de fase que guarda una relación directa con la viscosidad.

Como se ha dicho anteriormente, las propiedades viscosas de las mezclas bituminosas dependen de factores intrínsecos de las propias mezclas. De esta forma, en primer lugar, asumiendo de forma simplificada que el comportamiento de una mezcla bituminosa es la suma de los comportamientos de sus componentes, se tiene que las propiedades estructurales y viscosas de las mezclas dependen de las propiedades de los áridos y del ligante.

En este sentido, los áridos tienen un comportamiento básicamente elasto-plástico (es decir, se deforman elásticamente hasta un punto en el que presentan una cierta plasticidad quedando deformaciones residuales en su estructura o produciéndose la rotura). Sin embargo, el betún es un componente que se comporta de forma viscoelástica (por ello se dice que éste es el componente clave para asegurar la viscosidad de las mezclas). Tanto es así que la viscosidad de una mezcla bajo unas condiciones externas controladas va a depender tanto de la viscosidad del betún como del tipo de betún empleado. Obviamente, los ligantes bituminosos más viscosos, o de forma equivalente, con menor índice de penetración, son los que van a ofrecer mezclas más viscosas.

Además, se sabe que el hecho de añadir a la dosificación aditivos como polímeros aumenta la viscosidad de las mezclas gracias a fenómenos tanto físicos como químicos [16]. Ejemplos de estos polímeros son los polímeros primarios y los reciclados como el empleo de neumático fuera de uso (NFU) o plásticos reciclados.

En segundo lugar, y como se ha especificado anteriormente, se tiene que el comportamiento viscoso de las mezclas bituminosas va a depender de factores externos. En principio, a menor temperatura, la viscosidad del ligante (y por lo tanto de la mezcla bituminosa) es menor, pudiéndose obtener un comportamiento

totalmente elástico en detrimento del viscoso a bajas temperaturas. Siguiendo con este razonamiento, las mezclas bituminosas pueden presentar un comportamiento prácticamente elástico en condiciones de velocidad elevada de carga ya que el ángulo de fase disminuye desmesuradamente. Bajo estas situaciones en las que la viscosidad de las mezclas baja, puede ocurrir que el comportamiento global pase a ser totalmente gobernado por la elasticidad.

Cuando un sólido se comporta conforme a la teoría de la elasticidad, por las distintas razones que ya se han visto, la energía vibratoria en forma de ondas que atraviesa su seno es transmitida totalmente sin perderse nada de energía en su camino. Por lo tanto, las mezclas bituminosas con un bajo ángulo de fase no van a ser buenas mitigadoras de las vibraciones. En los futuros ensayos se buscará un alto ángulo de fase de las mezclas, a la vez que un alto factor de amortiguamiento. Como ya se sabe, ambos parámetros están íntimamente relacionados.

2.1.4. Tipos de mezclas más utilizadas

Para realizar el análisis de cada mezcla bituminosa, en primer lugar se realizará una descripción general de cada tipo de mezcla. A continuación se analizará la cantidad de betún admisible, ya sea por una limitación impuesta por la aparición del fenómeno de escurrimiento del betún de la superficie de los áridos, como también por la posibilidad que ofrece la granulometría de añadir mayor o menor cantidad de betún (como se ha comentado anteriormente, una granulometría menos cerrada con similar superficie específica, permitirá la presencia de mayor porcentaje de betún). Por último, se discutirá el módulo de rigidez complejo en función de la parte imaginaria del mismo, relativa a la viscosidad, y de la parte real, relativa a la rigidez en función de la compacidad de una mezcla.

2.1.4.1. Hormigones bituminosos en caliente (AC)

Este tipo de mezclas constituyen el grupo de mezclas más utilizadas. Como bien indica su nombre, son mezclas en caliente que además son de granulometría continua, tienen esqueleto mineral con tamaño máximo del árido superior a 12 mm e incluyen las mezclas cerradas y semicerradas (D, S y G). En la nueva normativa se identifican con los índices AC (Asphalt Concrete). Dentro de este

grupo se pueden diferenciar claramente dos comportamientos: el de las mezclas cerradas (D y S) que tienen una pequeña proporción de huecos y resultan ser casi impermeables (lo cual es debido a su granulometría más cerrada que proporciona una mayor compacidad) y el de las mezclas semicerradas (G) cuya curva granulométrica tiene una menor cantidad de polvo mineral y, en consecuencia, menos superficie específica de áridos que deba rodearse por ligante (lo cual conlleva a tener menores porcentajes de betún).

De acuerdo con [11], los porcentajes de betún utilizados para este tipo de mezclas varían entre el 3 y el 6% siendo mayores, como se ha comentado, para las mezclas cerradas por contener mayor superficie específica de áridos que deba rodearse de betún. Por lo tanto, aunque por tratarse de una granulometría cerrada se pueda pensar que la cantidad de betún admisible sea inferior por la menor proporción de huecos, el criterio limitante es la superficie específica de los áridos. Así pues, debido al mayor contenido de betún de las mezclas cerradas, 5-6 %, la viscosidad de estas mezclas será mayor. Consecuentemente la capacidad de atenuación de vibraciones de dichas mezclas (D y S) también será mayor respecto a las mezclas gruesas (G).

2.1.4.2. Mezclas porosas (PA)

En este tipo de mezclas se incluyen aquellas mezclas en caliente que tienen un contenido en huecos superior al 20 %, fuerte esqueleto mineral y tamaño máximo del árido situado entre 10-12 mm. Además se debe tener en cuenta que este tipo de mezclas son muy permeables, por lo que se debe asegurar la impermeabilidad del firme mediante capas situadas en la parte inferior. Otra de las características intrínsecas de este tipo de mezclas, debido a la gran cantidad de huecos, es la mayor capacidad de absorción del ruido y la mayor dispersión de la luz con superficie húmeda.

La porosidad de este tipo de mezclas se consigue eliminando parte del contenido de árido fino. Por lo tanto, de acuerdo con [11], la superficie específica del árido es notablemente inferior a la de una mezcla cerrada, admitiendo por tanto unos porcentajes de betún inferiores. Los porcentajes habituales de diseño de este tipo de mezclas se sitúan alrededor del 4'5-5 %. Como se puede observar estos porcentajes resultan algo mayores a los de las mezclas gruesas debido a que,

en este último caso, se eliminó gran parte del polvo mineral que disminuye en mayor medida la superficie específica del árido en comparación con la eliminación de árido fino.

Como se ha comentado, debido al menor porcentaje de betún que implica menor viscosidad y a la menor compacidad de este tipo de mezclas en relación a las mezclas cerradas, el módulo de rigidez complejo será claramente inferior. Sin embargo, aunque este tipo de mezclas tenga menor compacidad y menor viscosidad, los porcentajes de betún no son exageradamente inferiores. Lo que supone, de acuerdo con [11], un mayor espesor de betún alrededor de los áridos que confiere a la mezcla mayor durabilidad.

2.1.4.3. Mezclas de Alto Módulo (MAM)

Este tipo de mezclas se puede englobar dentro de las mezclas de tipo hormigón bituminoso. La diferencia fundamental radica en que el betún utilizado para este tipo de mezclas es un betún duro en proporciones alrededor del 6 % como ocurría en los hormigones bituminosos en caliente de granulometría cerrada. Las conclusiones allí obtenidas se pueden aplicar también para este caso. Además, de acuerdo con [9], debido a que el betún empleado en este caso es un betún duro, el módulo de rigidez es muy superior (del orden del doble o el triple al de una mezcla bituminosa fabricada con un betún convencional).

De esta forma, las mezclas de este tipo son una alternativa en firmes de espesor elevado, en zonas de tráfico pesado y canalizado (efecto anti-roderas) y en rehabilitaciones estructurales. Se suelen utilizar en capas de base e intermedias para dotar al firme de mayor resistencia a igualdad de espesor, o de forma similar, de menor espesor a igualdad de resistencia, suponiendo un ahorro económico considerable.

2.1.4.4. Mezclas discontinuas en caliente (BBTM)

En este tipo de mezclas bituminosas existe una fuerte discontinuidad en los tamaños inferiores del árido grueso (2-4 mm). El tamaño máximo del árido es de 8 y 11 mm para los distintos tipos de mezcla de este grupo (A y B respectivamente). El porcentaje de huecos, según el artículo 543 del PG-3, debe ser superior al 4 % y menor al 12 % para los tipos A y B respectivamente. Según dicha norma, tanto

estas mezclas como las porosas están pensadas para ser utilizadas como capas superficiales debido a su mayor textura.

Las conclusiones que se obtuvieron sobre viscosidad y rigidez para las mezclas porosas en comparación con las de hormigón bituminoso en caliente se pueden aplicar a este caso. Además, como el porcentaje de huecos para este caso es inferior que para el caso de las mezclas porosas, y el porcentaje de betún se sitúa en valores superiores (valores alrededor del 5 %), se puede afirmar que tanto el módulo de rigidez complejo como la viscosidad serán mayores para este caso aportando ventajas considerables respecto a los objetivos marcados (mayor capacidad de atenuación de las vibraciones y menor espesor de las capas para la misma resistencia).

2.1.4.5. Microaglomerados

Dentro del grupo de las mezclas bituminosas tipo microaglomerados, existen multitud de subgrupos de mezcla. Como característica común a todos ellos se puede decir que tienen un tamaño máximo del árido limitado a 10-12 mm, lo que permite utilizarlas en capas de espesor pequeño (1-3 cm). A día de hoy, este tipo de mezclas son ampliamente aplicadas como tratamientos superficiales con una gran variedad de aplicaciones. Por lo tanto, para el proyecto de vía que se está estudiando, no resulta interesante su aplicación.

2.1.4.6. Mezclas en frío

Este tipo de mezclas bituminosas se fabrican con emulsiones bituminosas que permiten realizar tanto la fabricación como la puesta en obra a temperatura ambiente. Según [11], suelen utilizarse para la construcción y conservación de carreteras secundarias debido a que cumplir con altas exigencias de calidad en este tipo de mezclas es complicado. Por todo ello, para la aplicación al caso de la vía que estamos estudiando, no son aplicables este tipo de mezclas

2.1.4.7. Otras mezclas en caliente

Llegados a este punto, se han analizado las distintas mezclas bituminosas más empleadas en España. Sin embargo, existen otros tipos de mezclas menos

conocidas cuyo funcionamiento ha sido constatado. A continuación, se analizarán por separado aquellas más importantes.

- ✓ HRA (Hot Rolled Asphalt): Este tipo de mezclas está constituido por una granulometría fuertemente discontinua en la que faltan los tamaños comprendidos entre 2 y 8 mm. Según [9], las mezclas contienen un bajo contenido de árido grueso, 30-35 %, y muy alto contenido en árido fino, 60-65 %, y ligante, mayor al 6 %. Estas características hacen que este tipo de mezclas sean muy impermeables y que generalmente se engravillen para dotarlas de una mayor textura. Además, debido a la granulometría del árido que se ha comentado, el porcentaje de huecos en mezcla es muy reducido adoptando unas altas deformaciones plásticas para espesores importantes. Este tipo de mezclas se puede incluir dentro de la familia de microaglomerados discontinuos en caliente.

Debido al elevado porcentaje de betún la viscosidad de estas mezclas es elevada. Sin embargo, puesto que en este tipo de mezclas se pueden englobar dentro del grupo de sin esqueleto mineral, la parte real del módulo de rigidez complejo es muy baja. Normalmente, las mezclas bituminosas sin esqueleto mineral presentan módulos de rigidez inferiores debido a que la parte real del módulo complejo es muy inferior respecto a las mezclas con esqueleto mineral.

- ✓ GA (Gussasphalt): Según [9], se trata de un grupo de mezclas que se caracterizan por un alto contenido en polvo mineral, 20-40 %, y ligante, 6'5-8'5 %, un contenido alto de finos, 30-70 %, y poco árido grueso con diámetro inferior a los 11 mm salvo que se busquen espesores elevados. Este tipo de mezclas es lo que se conoce en España como Asfalto Fundido. Como características principales se puede decir que son impermeables y funcionan básicamente por viscosidad lo que obliga a emplear betúnes duros.

Estas mezclas se pueden englobar dentro del tipo de mezclas sin esqueleto mineral a las que se puede aplicar las mismas conclusiones expuestas para las mezclas HRA.

- ✓ SA (SoftAsphalt): En este grupo de mezclas se engloban un grupo muy heterogéneo de mezclas desde un punto de vista granulométrico. Son un tipo de mezclas muy parecidas a las GA cuya diferencia radica en que el betún utilizado es un betún blando o muy blando. A estos dos tipos de mezcla, GA y SA, también se le suele conocer con el nombre de mezclas arenas-betún y tienen como característica general que son mezclas sin o con poco esqueleto mineral y que funcionan básicamente por viscosidad.

El bajo módulo de rigidez complejo de este tipo de mezclas implica que no se utilicen como capas inferiores portantes. Su campo de aplicación se centra, según [11], en capas superficiales o capas de interposición para impedir la propagación a la superficie de las grietas de retracción de las capas de base tratadas con conglomerante hidráulicos y de las juntas de antiguos pavimentos de hormigón cuando son reforzados con mezclas bituminosas.

- ✓ SMA (Stone Mastic Asphalt): Este tipo de mezclas se pueden comparar cualitativamente con las mezclas bituminosas discontinuas en caliente BBTM. En la figura 2.12 se puede observar dicha comparación.

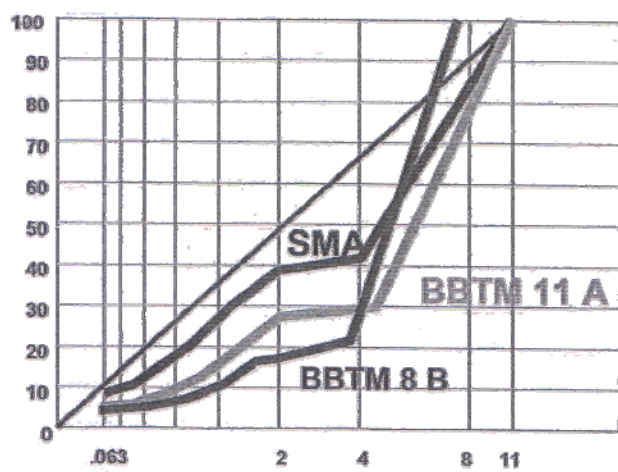


Figura 2.12. Comparación granulométrica entre las mezclas SMA y las BBTM.

Fuente: [9]

Las mezclas SMA se caracterizan por un contenido alto en gravillas gruesas (60-65%) junto con un bajo porcentaje de áridos finos y polvo mineral, de marcada discontinuidad con el grueso (faltan los tamaños entre 2-8 mm), muy rico en ligante (6'5-7'5 %) y con aditivos estabilizantes para mantener la gran cantidad de betún, evitando el escurrimiento durante el transporte y la puesta en obra y la exudación durante la vida útil de la mezcla. De acuerdo con [9], [11] y [17], son mezclas de buen comportamiento mecánico, buena trabajabilidad, gran durabilidad, buena textura, gran resistencia a las roderas por el tráfico canalizado, reducen considerablemente el ruido y son prácticamente impermeables. Además, de acuerdo con [18], este tipo de mezclas son estables para elevados espesores y debido a su granulometría se maximiza el contacto árido-árido proporcionando un trabajo eficaz en la transmisión de cargas.

Adicionalmente a las características anteriores, de acuerdo con [17] y como se ha comentado anteriormente, el mayor porcentaje de betún en mezcla produce que dicha mezcla tenga mayor viscosidad. Por lo tanto, este tipo de mezclas tendrá una buena capacidad de atenuación de las vibraciones.

Asimismo, debido al aumento de la viscosidad y la gran compacidad que muestra este tipo de mezcla unida a un importante esqueleto mineral, el módulo de rigidez complejo que presentará dicha mezcla también será una característica deseable. De hecho, este mayor módulo de rigidez permitirá disminuir los espesores de las capas de firme produciendo un abaratamiento en los costes de ejecución.

2.1.5. Influencia de las adiciones en las mezclas bituminosas

En este apartado se pretende exponer la información relacionada con las propiedades de las distintas adiciones planteadas (materiales poliméricos reciclados o no, filler y fibras) respecto a la influencia sobre las características generales de la mezcla bituminosa resultante. A continuación se presentan las distintas ventajas constatadas para las distintas adiciones:

- La adición de materiales poliméricos reciclados o no a las mezclas bituminosas [19]:

- ✓ Mejora la viscosidad de las mezclas bituminosas, por lo que mejorara la capacidad de atenuación de vibraciones y la capacidad de absorción de ruido.
 - ✓ Permite mayores cantidades de ligante en la mezcla bituminosa sin escurrimiento ni exudaciones.
 - ✓ Mejora la susceptibilidad térmica. Esta propiedad mide el cambio que sufre una mezcla frente a cambios de temperatura, de tal manera que a mayor susceptibilidad, mayores cambios en las propiedades frente a cambios de temperatura.
 - ✓ Mejora la resistencia al agrietamiento. Se conoce que, debido al envejecimiento, en las mezclas envejecidas existirá agrietamiento por su mayor fragilidad. La adición de estos polímeros disminuirá este fenómeno por la previsible incorporación de ductilidad a la mezcla bituminosa.
 - ✓ Aumenta la resistencia al envejecimiento y fundamentalmente la resistencia al envejecimiento por oxidación respecto a las mezclas convencionales, por el potencial de usar mayores cantidades del ligante alrededor de los áridos sin producir escurrimiento y por la presencia de los antioxidantes de los polímeros que son absorbidos por el ligante en el proceso de digestión.
 - ✓ En definitiva, aumentará la resistencia al envejecimiento y la viscosidad y prolongará la vida en servicio de las mezclas bituminosas.
- La adición de filler a las mezclas bituminosas [20]:
- ✓ Permite espesar el asfalto para tener mayores cantidades de ligante alrededor de los áridos sin producir escurrimiento y aumentando su resistencia al envejecimiento tanto físico (al disminuir los huecos existentes en la mezcla y presentar mejores resistencias mecánicas y menor posibilidad de reordenación de las partículas) como químico (al provocar una menor reacción de oxidación por la presencia de menos huecos en la mezcla). Esto se debe a que con el paso de los

años la capa de ligante que recubre los áridos se va haciendo más fina.

- ✓ Mejora la adherencia en las capas de rodadura.
 - ✓ En definitiva, aumentará la resistencia al envejecimiento y prolongará la vida en servicio de las mezclas bituminosas. Además se debe tener en cuenta que un exceso de fíller puede ser contraproducente por lo que se tendrá que observar en cada caso la cantidad óptima a disponer.
- La adición de fibras de celulosa a las mezclas bituminosas [21]:
- ✓ Permite fabricar mezclas con un alto contenido en ligante sin producir escurrimiento del mismo (se forma un compuesto más solidarizado que permite que los áridos puedan ser recubiertos por una capa mayor de ligante proporcionando mayor resistencia al envejecimiento).
 - ✓ Proporciona elevadas resistencias a la fluencia por el comportamiento más solidarizado.
 - ✓ En definitiva, proporcionará mayores estabilidades mecánicas e impedirá mayores deformaciones plásticas como deriva de lo explicado anteriormente.

2.1.6. Envejecimiento de una mezcla bituminosa

El proceso de envejecimiento de una mezcla bituminosa supone un endurecimiento del betún debido principalmente a la oxidación (la cual viene favorecida por factores externos como la temperatura o la presión y deriva en una pérdida de resistencia a rotura y una rotura menos dúctil a igualdad de temperatura).

Por otra parte, de acuerdo con [22], la capacidad de atenuación de las vibraciones disminuye conforme la mezcla endurece y depende del ángulo de fase. De este modo, en la citada publicación se observa que el ángulo de fase de un material disminuye conforme se envejece dicho material. Además, en la misma se analiza el efecto de diferentes procedimientos de envejecimiento de un material. En la figura 2.13 se puede apreciar cómo el efecto del envejecimiento

produce por una parte el endurecimiento del material (ya que su módulo complejo aumenta) y por la otra la pérdida de viscosidad.

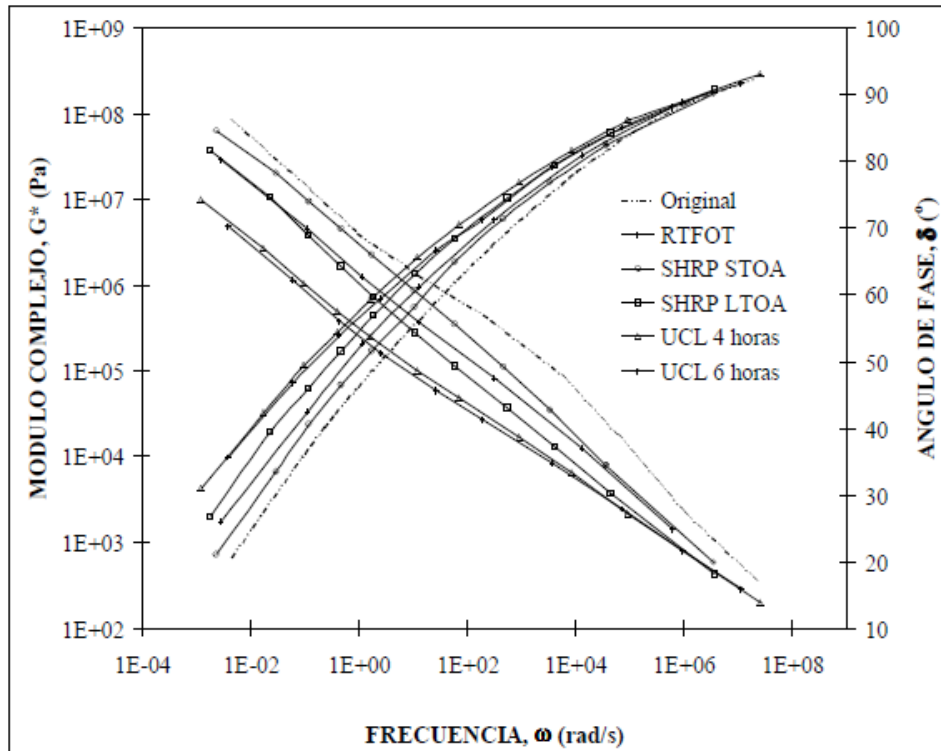


Figura 2.13. Efecto del proceso de envejecimiento sobre la rigidez y viscosidad de una mezcla bituminosa. Fuente: [22]

Como se puede apreciar en la figura anterior, se ha representado tanto el ángulo de fase como el módulo complejo de una cierta mezcla bituminosa posteriormente envejecida mediante diferentes métodos que se incluyen en la leyenda. El efecto es claro, pues cualquier proceso de envejecimiento en laboratorio provoca una reducción del ángulo de fase significativa.

2.2. VÍA EN PLACA TRANVIARIA Y SOLICITACIONES APLICADAS SOBRE LA VÍA

2.2.1. Consideraciones iniciales

El presente apartado trata de explicar cuáles son las configuraciones de vía en placa para tranvía que se ejecutan en la actualidad. El objetivo es disponer de una base teórica acerca de los detalles geométricos y de los procesos constructivos vigentes para posteriormente plantear la configuración y proceso constructivo óptimos de la vía en placa a desarrollar en la presente Tesis.

Para ello, en primer lugar se expondrán las características generales de las vías en placa de hormigón que existen hoy en día y se hará un repaso cronológico a la forma en que ha evolucionado la tecnología ferroviaria en este ámbito (lo cual ha afectado principalmente a la forma en que los carriles apoyan sobre la losa de hormigón y, por tanto, al proceso constructivo). Finalmente, se presentará las características y puesta en obra de aquéllas vías para tranvía que incluyen en algún punto de su estructura algún elemento asfáltico.

2.2.1.1. La vía en placa de hormigón

Actualmente el tipo de vía más utilizado para la construcción de las superestructuras tranviarias es la vía en placa (principalmente de hormigón). El motivo principal reside en las numerosas ventajas que ofrece frente a la vía con balasto en medio urbano: minimizan de las operaciones de mantenimiento, facilitan las labores de limpieza de la vía, evitan la falta de disponibilidad de material, reducen las dificultades de transporte al interior de las ciudades y posibilitan la circulación de vehículos de emergencia sobre las mismas.

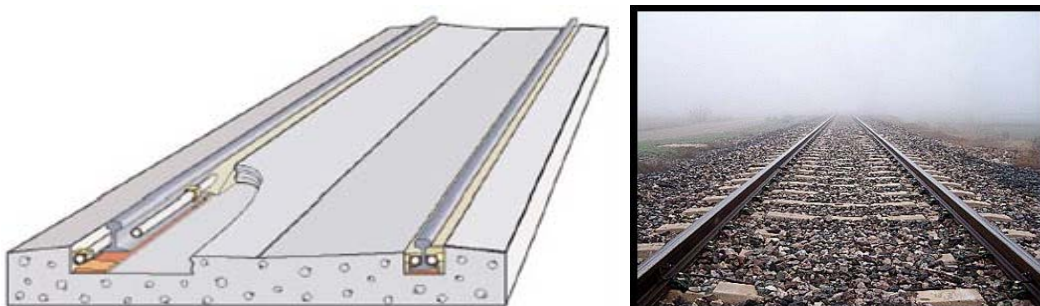


Figura 2.14. Ejemplo de vía en placa (izquierda) y ejemplo de vía en balasto (derecha).
Fuente: [23]

Para un mejor nivel de entendimiento, a continuación se procede a caracterizar cada uno de los componentes o detalles constructivos que componen este tipo de vías.

a. El carril

Una de las características principales de la superestructura tranviaria es la instalación de carriles embebidos en la vía en placa. Esta característica permite el paso de tráfico rodado al tener instalado el carril a la misma cota que la calzada.

Actualmente, los tipos de carril más conocidos para tranvía son los carriles Vignole y los carriles Phoenix. En la figura 2.15 se pueden observar estos dos tipos de carriles.

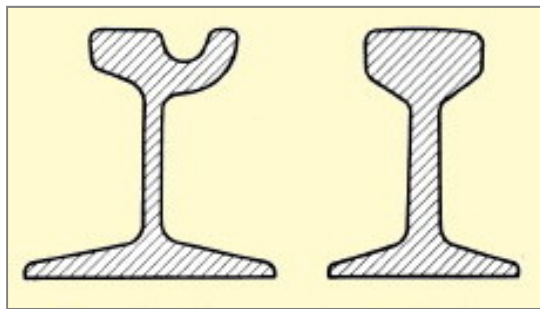


Figura 2.15. Carril tipo Phoenix (izquierda) y Vignole (derecha). Fuente: [24]

Los carriles tipo Phoenix permiten un acabado de la vía hasta la cota superior del carril, cuestión fundamental para poder permitir el tráfico de vehículos rodados. Por ello, aunque este tipo de carril es más caro que el Vignole, es claramente el más utilizado.

b. Las sujeciones. Generaciones de vía en placa de hormigón para tranvía

El desarrollo del sistema de sujeción del carril a la propia vía ha supuesto un proceso evolutivo en los últimos años. Debido a la gran influencia que tienen en el comportamiento de la vía y en el proceso constructivo, como se verá más adelante, dicha evolución ha ido conformando lo que se conoce hoy día como generaciones de vía. A continuación, se muestra un breve resumen donde se indica las características principales de cada generación:

Carril embebido tradicional

En un primer momento se optó por sustituir el carril Vignole habitual por el carril Phoenix y, así, verter una capa de hormigón sobre la vía balastada con su configuración habitual. De esta forma, lo que se conseguía era enrasar el firme junto con la superficie de los carriles para poder facilitar la circulación del tráfico rodado. Sin embargo, poco después aparecieron las primeras patologías debido a la acción transversal repetitiva de los vehículos que cruzan la vía transversalmente y a los movimientos de lazo de los tranvías. La principal razón era que la capacidad portante de este acabado superficial no resistía este tipo de cargas, lo que derivaba en una rápida degradación de la zona contigua a los carriles y afectaba a la estabilidad del resto de elementos de la superestructura.

1ª generación de carril embebido

A partir del problema citado anteriormente, se plantearon diferentes soluciones que consistieron básicamente en la sustitución de la capa de balasto por una losa de hormigón (lo cual aporta capacidad portante y estabilidad a la capa superior que embebe el carril), la introducción de elementos elásticos que se disponen alrededor del carril para confinarlo (evitando el contacto rígido entre carril y hormigón) y el uso de placas de asiento elásticas (que confiere al sistema de una cierta amortiguación ante las vibraciones). Así pues, queda una vía con las siguientes características (figura 2.16):

- ✓ Carril Phoenix.
- ✓ Sujeción del carril de tipo mecánica anclada a las traviesas.
- ✓ Traviesa como elemento de apoyo de los carriles.
- ✓ Losa de hormigón armado de espesor habitual en torno a los 60 cm enrasada hasta la superficie de los carriles.
- ✓ Elemento elástico adherido al alma de carril, que sirve como unión entre la losa y el propio carril.
- ✓ Suelas elásticas que aportan unos apoyos discretos (sobre las traviesas) y confieren al sistema de una cierta amortiguación.

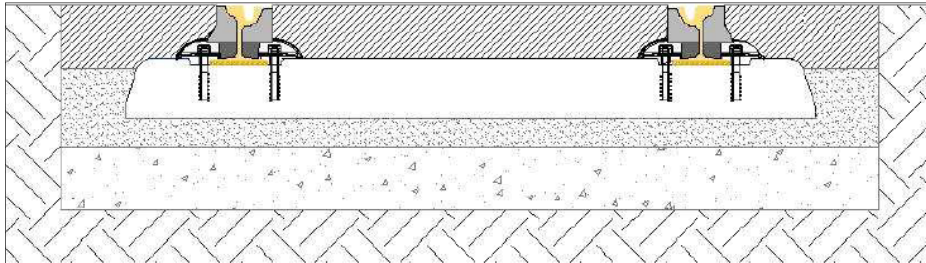


Figura 2.16. Vía con carril embebido de primera generación. Fuente: [24]

El problema principal derivado de esta configuración de vía viene causado por el hecho de que los carriles apoyan sobre las traviesas (es decir, soportes discretos). Por esta razón, la rigidez de vía no es continua y esto supone a medio-largo plazo la aparición de defectos de nivelación o rugosidades en el carril que provocan el incremento de mantenimiento y la aparición de ruido y vibraciones.

2ª generación de carril embebido

Con el propósito de mejorar la solución anterior se plantea que los carriles apoyen sobre una superficie continua en lugar de discreta, siendo esta superficie una losa continua de hormigón. Con esto se pretende evitar la futura corrugación del carril y los costes de mantenimiento asociados. Así pues, queda una vía con las siguientes características (figura 2.17):

- ✓ Carril Phoenix.
- ✓ Sujeción del carril de tipo mecánica anclada a la losa de hormigón.
- ✓ Utilización de riostras transversales para mantener el ancho de vía.
- ✓ Losa de hormigón como elemento de soporte de los carriles de espesor habitual entorno a los 60 cm.
- ✓ Elemento elástico adherido al alma de carril que sirve como unión y relleno entre la losa y el propio carril. De esta forma se evita una unión rígida que sería muy perjudicial para los materiales en contacto.
- ✓ Suela elástica continua bajo el patín de carril. Sin embargo, la existencia de las sujeciones (dispuestas cada metro o cada metro y medio) supone una serie de puntos singulares. El esfuerzo de apriete de estas sujeciones supone un confinamiento adicional de la suela bajo carril en

ese mismo punto y por lo tanto, la rigidez no es tan continua como se podría plantear en un principio.

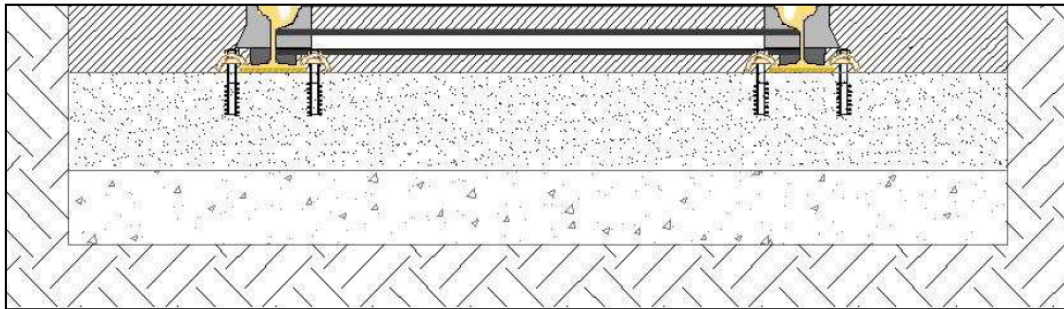


Figura 2.17. Vía con carril embebido de segunda generación. Fuente: [24]

El problema derivado del apoyo discreto sobre traviesas se ve solventado y por lo tanto se reducen también los costes de mantenimiento y los niveles de ruido y vibraciones. Sin embargo, la disposición obligada de riostras transversales fijadas al alma de los carriles para asegurar el ancho de vía conlleva la aparición de defectos en la superficie del hormigón, y el escaso recubrimiento de que dispone esta riostra supone la aparición de fisuras en la superficie de la capa superior. Además, la disposición de este elemento transversal dificulta la protección frente a corrientes vagabundas e imposibilita el extendido de cualquier capa de asfalto en ese lugar.

3ª y 4ª generación de carril embebido

La utilización de este tipo de vías en ámbito urbano se fue poco a poco extendiendo tanto en espacio como en el tiempo y, por lo tanto, empezaron a aparecer las primeras experiencias en cuanto a la renovación de los carriles. En esta operación de mantenimiento, como condición principal, se exige no interrumpir el tráfico rodado (lo cual obliga a poder extraer el carril de la vía de una forma cómoda y rápida y produciendo los menores daños posibles al resto de la vía). De aquí surge el problema de que, al existir las sujeciones, este proceso es más problemático, ya que se debe desmontar mayor ancho de capa de recubrimiento para poder aflojarlas y operar con ellas. Por lo tanto, se requiere un

sistema que evite la existencia de estas sujeciones ya que suponen un impedimento para este tipo de operaciones.

Dada esta problemática, se precisa de un sistema de fijación que prescindiera de estas sujeciones metálicas y consiga sujetar el carril a la losa de hormigón de una forma diferente. Es de aquí de donde sale el nuevo concepto de “sujeción propia” o “sujeción flotante”, donde se asegura el ancho de vía y la transmisión de los esfuerzos transversales al resto de la vía mediante una acanaladura realizada a la capa intermedia del paquete de vía (se explicará la construcción del paquete de vía más adelante). De aquí aparecen dos posibilidades diferentes a la hora de configurar este tipo de vía: las vías de 3ª generación y las vías de 4ª generación.

Respecto a las vías de 3ª generación, la fijación del carril y la adherencia a la losa se realiza mediante un elastómero vertido que después solidifica sobre una acanaladura ensayada sobre el hormigón (en el caso de vía en placa de hormigón). Así pues, la posición del carril se fija en las tres dimensiones mediante pequeñas cuñas y se emplean tubos de PVC para formar el enchaquetado del alma del carril que tiene como misión la reducción de la cantidad de elastómero a verter (véase la figura 2.18).

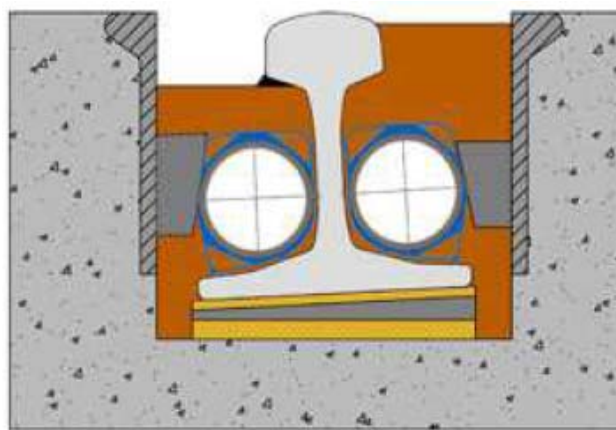


Figura 2.18. Recubrimiento vertido in situ del carril mediante elastómero líquido.

Fuente: [24]

Respecto a las vías de 4ª generación, otra posibilidad es utilizar enchaquetados de carril prefabricados que se adaptan perfectamente al contorno

de estos carriles y realizan una función similar a los aligeramientos junto con el elastómero de los de 3ª generación. De esta forma, se evita la necesidad de utilizar mano de obra altamente cualificada para realizar dicha instalación (como ocurría en las vías de 3ª generación).

El proceso constructivo en este caso consiste en la fijación de los enchaquetados junto a los carriles mediante algún tipo de adhesivo para, posteriormente, situarlos con una serie de apeos-guías en su posición final (véase la figura 2.19). A continuación se procede al extendido de la losa de recubrimiento en una única operación de hormigonado quedando directamente en contacto con el enchaquetado. En esta generación de vías, no es necesario el empleo de suela bajo carril ya que el propio enchaquetado realiza su función.



Figura 2.19. Fijación de los carriles junto con sus enchaquetados para el posterior vertido del hormigón de recubrimiento. Fuente: [24]

En general, ambas generaciones de vía disponen de los siguientes elementos:

- ✓ Tanto carril Phoenix como Vignole.
- ✓ Ausencia de sujeciones mecánicas y riostras transversales. El carril y el ancho de vía se fijan por la propia superestructura (elastómero vertido y enchaquetados).

- ✓ El carril se encuentra integrado en la losa de hormigón, lo que permite reducir el espesor de este elemento hasta los 40 cm. Sin embargo, existen diferencias respecto ambas generaciones tratadas en este apartado. Por una parte, para verter el elastómero para la 3ª generación, el espesor de la losa de hormigón debe estar ya completado. Por la otra, para la 4ª generación, el espesor de la losa no tiene que estar completado para cuando se realice el montaje de los enchaquetados y el posicionamiento de los carriles, ya que el primer guiado se realiza mediante apeos-guías, como se muestra en la figura 2.19.
- ✓ El confinamiento del carril se lleva a cabo mediante el elastómero vertido o los enchaquetados. En la 3ª generación, la acanaladura debe ser perfectamente rectangular y sin recovecos para que el material vertido pueda rellenar totalmente el hueco restante sin dificultad. En la 4ª generación, dado que el carril junto con su enchaquetado se dispone antes del vertido del hormigón, se puede permitir la presencia de salientes del elastómero que posteriormente aumentarán el rozamiento entre sistema de enchaquetado y losa. Además, este sistema dispone de alguna otra ventaja. Por una parte, el enchaquetado que envuelve al carril hace la función tanto de confinamiento lateral como de flexibilidad inferior y aislador de vibraciones y por lo tanto no es necesario introducir este otro material. Por otra parte, la instalación del enchaquetado se realiza de forma sencilla ya que basta con unir elementos elásticos y carril mediante un determinado producto adhesivo. Posteriormente, ambos elementos unidos se sujetan mediante apeos-guías y se vierte el hormigón hasta formar toda la losa.
- ✓ En cuanto a la elasticidad del elastómero (tanto de la suela bajo patín, enchaquetado o vertido), ésta viene comúnmente elegida a partir de la rigidez de la suela bajo patín ya que la rigidez vertical es más importante que la transversal dentro de la dinámica de vía. Aún así, hay que matizar diferentes aspectos sobre las dos generaciones. En la tercera generación, la presencia de elementos como cuñas, galgas o conos para fijar el carril en su posición definitiva puede causar irregularidades en cuanto a la futura homogeneidad de la rigidez

puesto que estos elementos aparecen dispuestos aproximadamente cada 1'5 m. Esto puede provocar perjuicios en la vida útil del sistema. Por contra, en la cuarta generación no son necesarias estas cuñas auxiliares, por lo que la rigidez de vía tanto transversal como vertical suele ser más homogénea.

Hoy en día, los sistemas más utilizados son los de 3ª y 4ª generación. De hecho, en el caso de la vía a desarrollar en la presente Tesis, la configuración a desarrollar corresponde con la 3ª generación con un triple objetivo: por un lado, el de realizar la puesta en obra de las capas bituminosas mediante extendidora (no se pueden extender las capas de asfalto teniendo configurada la posición final de los carriles como ocurre en la 4ª generación); por otro lado, favorecer a las futuras operaciones de mantenimiento y finalmente evitar que los anclajes puedan dañar la zona de apoyo de la interfaz de apoyo entre placa de asiento y asfalto. Sin embargo, todo esto pasa por plantear un proceso constructivo acorde que se planteará en un capítulo posterior.

5º generación de carril embebido

La 5ª generación de vía en placa va muy ligada al concepto de piezas prefabricadas por lo que se entiende que no será de aplicación para la presente Tesis. Sin embargo, se pasa a explicar de forma genérica para disponer de una visión global de las alternativas que se plantean hoy en día en ámbito urbano.

Estos elementos prefabricados pueden plantearse desde dos puntos de vista:

- ✓ Losa prefabricada que ya dispone de acanaladuras donde vendrá posicionado el carril y vertido el elastómero (lo cual resulta de una combinación entre la 3ª y la 4ª generación).
- ✓ Losa prefabricada en la que vienen insertados de fábrica el sistema de enchaquetado del carril (lo cual proporciona una instalación muy rápida y sencilla). De hecho, se han visto en algún caso losas prefabricadas en las que coexisten tanto la capa superior de recubrimiento como la capa intermedia. En este caso, el constructor tiene que ocuparse tan sólo de verter el hormigón de regularización

inferior más las operaciones iniciales para preparar el cimiento y de las operaciones de nivelación y alineación.

Las ventajas del uso de esta última generación son las siguientes:

- ✓ Reducción de la afección del proceso constructivo al entorno urbano.
- ✓ Reducción de las operaciones de mantenimiento.
- ✓ Mayor calidad de vía, al ser un elemento prefabricado para el cual se ha llevado un control en fábrica.
- ✓ Reducción significativa del tiempo de montaje.

Sin embargo, en relación a esta Tesis, se entiende que este no debe ser el camino a tomar, ya que sería muy complicado prefabricar vías de mezcla bituminosa en caliente.

c. Suela elástica bajo carril

Este componente es uno de los más importantes en el fenómeno de transmisión de las vibraciones, aunque su función principal es la de proteger las traviesas (o la losa de hormigón) de los fuertes impactos dinámicos que sufren. En el caso de no utilizarse la suela, estos impactos podrían causar incluso la rotura frágil del hormigón. Por ello, a continuación, se trata de explicar cómo influyen las características de la placa de asiento o suela elástica bajo patín en el comportamiento dinámico de la infraestructura ferroviaria.

En algunas tipologías de vía en placa, las traviesas se presentan empotradas en el hormigón (aunque también pueden ser los carriles los que vengan embebidos directamente en la losa). En cualquier caso, el material que conforma la placa de asiento utilizado en este tipo de vías es más flexible que el que se usa en vías convencionales. Esto se hace así con el objetivo de sustituir mediante estos elementos elásticos la flexibilidad aportada por el balasto en vías convencionales.

De esta forma, además de proporcionar una adecuada elasticidad a la vía y proteger el elemento rígido que queda por debajo del carril, la placa de asiento realiza otras muchas funciones como las que se enumeran a continuación:

- ✓ La reducción del ruido y de las vibraciones estructurales.

- ✓ La reducción del desgaste del carril y de los esfuerzos de fatiga en el contacto entre el carril y la traviesa (o losa de hormigón).
- ✓ La reducción del mantenimiento de los distintos elementos superiores de la vía.
- ✓ La absorción del irregular contacto entre el carril y la estructura de soporte.
- ✓ El incremento de la vida útil de las ruedas y los ejes.
- ✓ La distribución regular de la carga que ha de transmitirse desde el pie del carril a la traviesa.

Por otra parte, una de sus características principales es la total resistencia al agua, aceites y hongos, lo cual la dota de la estabilidad suficiente para su utilización en vía.

Aparte de los beneficios dinámicos que aporta la suela bajo patín, su rigidez vertical juega un papel muy importante en la transmisión de las vibraciones. A modo de ejemplo explicativo, en las figuras 2.20 y 2.21 se muestra las respuestas vibratorias medidas con acelerómetros en carril frente a un impacto vertical aplicado en su cabeza. En estas gráficas se representa la movilidad (o velocidad por unidad de fuerza) de un punto del carril, después del golpeo, situado encima de la sección intermedia entre dos traviesas en el dominio de la frecuencia.

Cada una de estas figuras corresponde a una vía con características de las placas de asiento diferentes. Por un lado, la figura 2.20 corresponde a una vía con traviesas bloque y una rigidez de la placa de asiento elevada (concretamente de $1,3 \times 10^9$ N/m) y por otro lado, la figura 2.21 muestra la respuesta que ofrece una vía con la misma configuración de traviesas pero con una placa de menor rigidez (2×10^8 N/m).

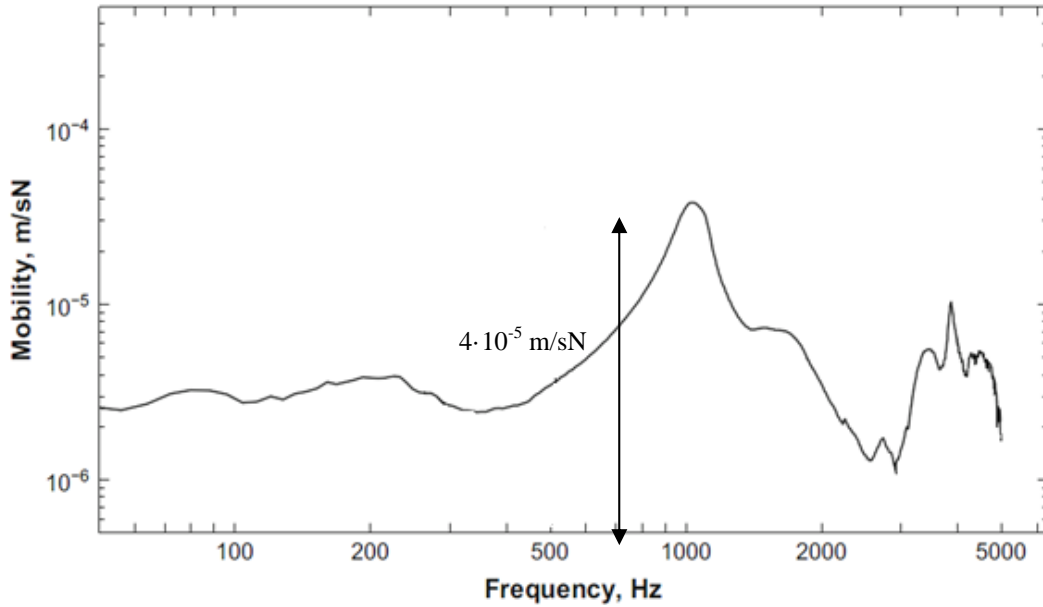


Figura 2.20. Movimiento vertical para vía con placa de asiento de alta rigidez, $1,3 \times 10^9$ N/m. Fuente: [25]

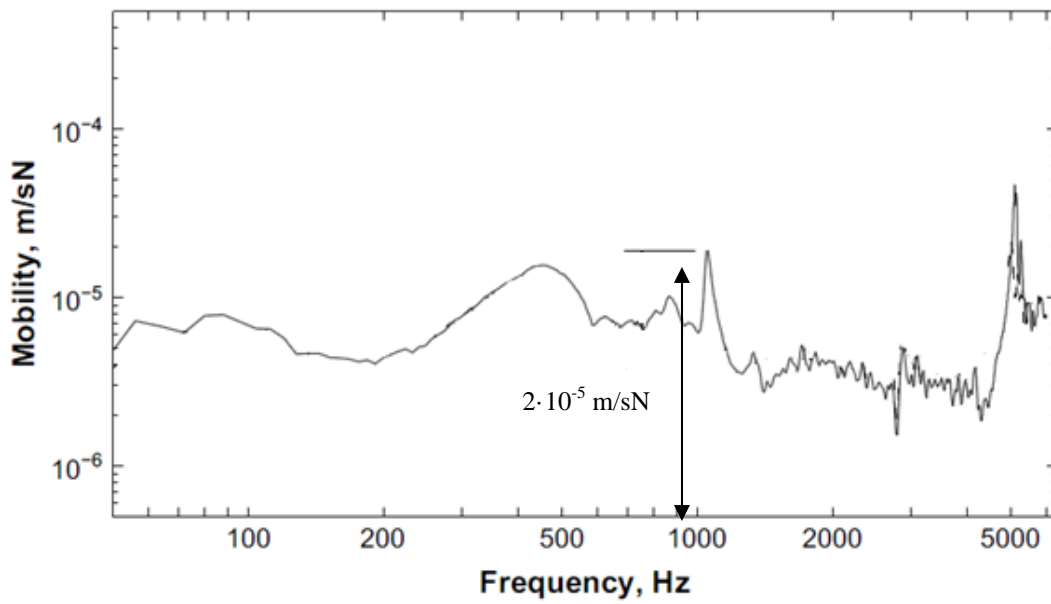


Figura 2.21. Movimiento vertical para vía con placa de asiento de baja rigidez, 2×10^8 N/m. Fuente: [25]

Contrastando las dos gráficas de las figuras 2.20 y 2.21 entre sí, se ve que ambas vías poseen un modo propio de vibración a una frecuencia de alrededor de 1 kHz. Esto se puede explicar debido a que para tal frecuencia se ha producido un pico de resonancia. Sin embargo, como se puede apreciar, el pico que se produce para la vía con la placa de asiento rígida es mucho mayor que el pico registrado para la placa de asiento flexible. De estas observaciones se pueden extraer diferentes conclusiones:

- ✓ Se podría afirmar que a mayor flexibilidad de la placa de asiento, menores vibraciones se transmiten hacia el resto de la vía.
- ✓ Las frecuencias propias de vibración del carril no vienen determinadas por la rigidez vertical de las placas de asiento (siempre y cuando éstas sean iguales para una misma vía). El parámetro que controla estas frecuencias es el espaciamiento entre traviesas, que al ser igual para las dos vías estudiadas, implica una misma frecuencia de resonancia.

Por lo tanto, la rigidez de la placa de asiento afectará de una manera significativa al amortiguamiento de las vibraciones a lo largo del carril. Asimismo, este fenómeno está muy relacionado con el grado de acoplamiento entre los movimientos del carril y las traviesas. Ambos conceptos van en sentidos opuestos, es decir, cuando las ondas vibratorias debidas a las excitaciones del vehículo se propagan extensamente por el carril, las traviesas (o losa de hormigón) se comportan de una forma aislada del carril. Este hecho está totalmente relacionado con la influencia de la rigidez de las placas de asiento.

De este modo, para vías con placas de asiento flexibles, las traviesas (o, en su caso, la losa de hormigón), se encuentran aisladas de las ondas generadas por el paso del vehículo. No obstante, en consecuencia, las vibraciones se propagan libremente por el carril. Por el contrario, en el caso de vías con placas de asiento rígidas, el efecto es el contrario puesto que la transmisión de vibraciones a través del carril está muy restringida. De esta forma, las traviesas (o, en su caso, la placa de hormigón) se mueven conforme lo hace el carril. Este fenómeno se puede apreciar de una forma visual en la figura 2.22.

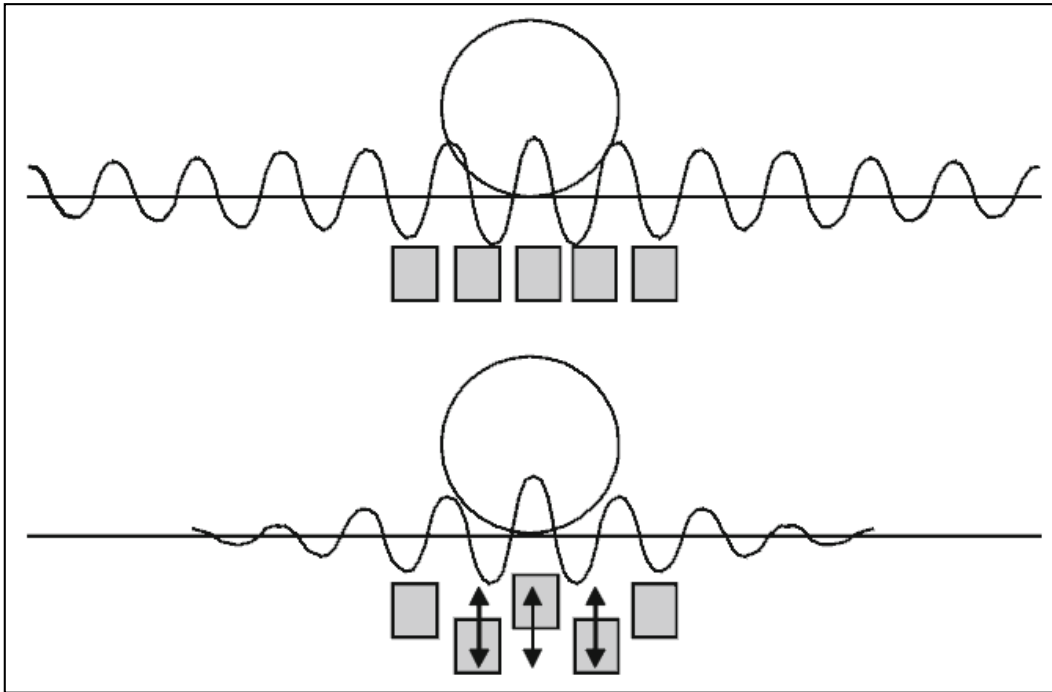


Figura 2.22. Ilustración del efecto de la rigidez de la placa de asiento en relación con el acoplamiento del movimiento del carril y las traviesas y el amortiguamiento de las ondas propagadas por el carril. Fuente: [25]

Antes de nada, conviene aclarar que el fenómeno explicado en la figura 2.22 también tiene validez para la vía en placa (y por lo tanto para esta Tesis). La única diferencia es que el apoyo del elastómero se realiza de un modo continuo en lugar de discreto, pero el efecto es el mismo.

De lo anterior se puede extraer otra conclusión muy interesante. La elección de la rigidez de las placas de asiento para una determinada vía es muy importante, puesto que de ella dependerá el comportamiento dinámico del paquete de vía. De este modo, por un lado, el empleo de placas de asiento flexibles conllevará excitaciones mayores en el carril. Esto provocará una transmisión ascendente de las vibraciones, de tal modo que el carril excitará en mayor medida a las masas no suspendidas, éstas a las semi-suspendidas, y éstas a las suspendidas, llegando a perjudicar el confort del pasajero. De este modo, la elección de placas de asiento flexibles conduce a entender el efecto de las vibraciones más como una internalidad que como una externalidad.

Por el otro lado, la elección de placas de asiento rígidas conllevará a excitaciones mayores en el resto del paquete de vía. Esto provocará una transmisión de las vibraciones descendente, de tal modo que las traviesas excitarán en mayor medida al balasto (o placa de hormigón) y éste al resto de la vía. Estas excitaciones llegarán pues a perjudicar de una forma más grave a estructuras cercanas a la vía y a terceras personas externas al transporte. Así, se dice que el empleo de placas de asiento rígidas conduce a considerar el efecto de las vibraciones más como una externalidad que como una internalidad.

Respecto a las propiedades habituales de las placas de asiento, si este elemento se dispone de forma discreta (esto es, para vía en placa con traviesas embebidas), dicha rigidez se expresa como la de un resorte (es decir, se obtiene directamente la deflexión con la que participa el elastómero a partir de la carga, ya que se supone que toda la superficie del elemento discreto participa en la dinámica vertical). Por lo tanto, en este caso se tiene una rigidez con unidades de [Fuerza/distancia].

En cambio, en una vía en la que el apoyo del carril es continuo (como en las de 2ª, 3ª, 4ª y 5ª generación), esta rigidez se suele expresar en función de la longitud de carril que viene afectada por una fuerza vertical. Por lo tanto, esta rigidez suele indicar cuánto se desplaza verticalmente el elastómero en función de la fuerza y de la longitud de elastómero participante. En este segundo caso, se tiene una rigidez con unidades de [Fuerza/distancia/distancia] siendo la segunda distancia la longitud de influencia del carril participante.

Atendiendo a la clasificación realizada en apartados posteriores, a continuación, se recogen las características generales de las suelas elásticas empleadas en cada una de las generaciones.

- Vía en placa de 1ª generación: Se suelen emplear bien suelas elásticas estándar o de alta elasticidad. Las primeras tienen una rigidez $k = 150$ kN/mm y las segundas presentan una $k = 50$ kN/mm. Para esta tipología de vía se utilizan bloques elásticos y placas de soporte Sedra, Phoenix, CDM-DEPHI, Plastiform's, etc.
- Vía en placa de 2ª generación: Se emplea una suela continua con una rigidez normalmente de $k = 60$ MN/m/m. Algunos ejemplos utilizados son CDM-Confotrack o STRAILastic.

- Vía en placa de 3ª y 4ª generación: Dado que el ajuste final de la posición del carril se realiza introduciendo pequeñas cuñas o elementos cónicos (en ocasiones de madera) para, una vez alcanzada la posición definitiva, proceder al vertido del elastómero, la elasticidad final puede verse afectada por estos pequeños elementos. Esto puede provocar que el comportamiento elástico del sistema no resulte homogéneo con el consiguiente perjuicio a la vida útil del sistema y la dificultad para regular la atenuación de vibraciones. No obstante, con este sistema, la rigidez suele ser $k = 15-20 \text{ MN/m/m}$.
 - Vía en placa de 5ª generación: En este sistema se suelen instalar suelas cuya rigidez ronda el valor $k = 15-20 \text{ MN/m/m}$.
- d. Configuración de las capas que componen una vía en placa de hormigón

Generalmente, la vía en placa tranviaria está compuesta por tres capas a las que se va a denominar como “capa inferior”, “capa intermedia” y “capa superior”. Cada una de ellas presenta las siguientes características:

- Capa inferior: En el caso de vía en placa de hormigón está compuesta de una capa granular (en el caso en que sea necesario por las características insuficientes del terreno donde se va a sentar la plataforma tranviaria) y de hormigón en masa de regularización. Éste suele ser de 10 MPa de resistencia característica. Su espesor es variable en función del conjunto, pero en general se le suelen dar unos 10 cm. Esta capa, como ya se ha indicado, no tiene una función estructural, ya que sirve fundamentalmente para regularizar la superficie de apoyo del resto de la vía. En el caso de la nueva vía en placa que estamos desarrollando, esta capa podría venir sustituida directamente por una capa de zahorras artificiales ya que las mezclas bituminosas en caliente (en adelante m.b.c.) no requieren de una regularidad superficial tan extrema como la que requiere el hormigón armado estructural.
- Capa intermedia: En el caso de vía en placa de hormigón está compuesta por hormigón armado con malla electrosoldada. Suele adquirir espesores entre 25 a 30 cm. En ella se disponen las

acanaladuras para la colocación del carril, si se trata de carril embebido con elastómero vertido, o los bloques de hormigón que servirían de apoyo a los mismos, si es el caso. Para la cuarta generación de carriles enchaquetados es la capa en la que éstos quedan integrados.

- Capa superior: la capa dispuesta en superficie es la que otorga el acabado a la vía. Puede estar formada por distintos materiales, en función de su ubicación y necesidades. Puede tratarse de hormigón armado, hormigón en masa, m.b.c., adoquines (como es el caso de Valencia) o arena y césped si se trata de una vía verde.

e. Explanada

Algunos ejemplos de las explanadas dispuestas en algunos sistemas tranviarios son:

- Sistema tranviario de Barcelona: categoría mínima exigida E1, definida en la norma de secciones de firme de carreteras. Así se exige un módulo de compresibilidad en segundo ciclo de carga E_{v2} mayor o igual a 60 MPa. Sobre ella se colocan 10 cm de hormigón en masa para nivelación y enrase y 30 cm de HM-25 (el armado se atribuye a las riostras por el tipo de vía dispuesto) [26].
- En la línea del tranvía de Benidorm se dispone una capa de 15 cm de zahorra sobre suelo seleccionado. Sobre la zahorra se colocan 15 cm de hormigón pobre, 10 cm de HM-10 y en torno a 44 cm de HA-25 [27].
- En la línea de Vélez-Málaga se disponen 25 cm de zahorra, 25 cm de HA-25 y 15 cm de HM-20 sobre la que se disponen 6 cm de mezcla bituminosa [28].
- La sección tipo del tranvía Baix Llobregat viene definida por 20 cm de suelo seleccionado, 10 cm de hormigón en masa y una capa de HA-25 [29].

f. Mantas elásticas

Las mantas elásticas (figura 2.23) están basadas en elastómeros y se colocan para absorber vibraciones y cargas dinámicas. Éstas han de soportar de forma continua el peso de las losas de hormigón y mantener sus propiedades frente a

repeticiones de carga y diferentes condiciones climáticas. Un ejemplo de esta tipología de mantas son TRACKELAST STM de Edilon-Sedra, MASTERPREN AV (tranvía de Valencia) [30] o CDM-DFMA-L13-RR (Alicante) [31]. Además, estas mantas también solucionan el problema del aislamiento eléctrico y son una prevención efectiva contra las corrientes parásitas.



Figura 2.23. Extendido de mantas elásticas. Fuente: [31]

Para conseguir un buen comportamiento del sistema se disponen tanto en paramentos verticales como en superficies horizontales dependiendo de las necesidades de cada vía.

g. Resistencia eléctrica

La resistencia eléctrica de los elastómeros de los sistemas de carril embebido es muy alta. Así, el carril embebido es muy adecuado para cualquier sección de vía que transmita señales eléctricas por el carril ya que evita corrosiones y problemas causados por derivaciones de corrientes de retorno.

Otros medios disponibles en el mercado son las mantas de protección contra corrientes parásitas, como por ejemplo TRACKELAST (SCPM) de Edilon-Sedra [32].

h. Proceso constructivo

Se ha considerado desarrollar este apartado, por la gran importancia que tiene el saber al detalle cómo se construyen las superestructuras tranviarias con vía en placa de hormigón para poder desarrollar un diseño óptimo de una vía en placa formada por materiales asfálticos. En principio se considera que la generación más ideal para desarrollar un proceso constructivo hacia la vía desarrollada en esta Tesis es el correspondiente a la 3ª generación. Por ello, a continuación se expone su proceso constructivo. Sin embargo, en puntos posteriores se estudiará la viabilidad de recurrir a la 4ª generación.

1. **Ejecución de la cimentación.** La primera operación a realizar es la preparación de la subbase. Ésta puede ser de zahorra artificial, suelo cemento (figura 2.24) o el mismo suelo presente en la trazada. La elección dependerá de la capacidad portante, adecuación y características del suelo presente. Además, se prepara el drenaje longitudinal y la cimentación de los postes de catenaria. Sobre la plataforma se coloca una capa de hormigón en masa de manera que se consigue la regularización del fondo. Sobre ella, se hormigonan, previo encofrado de las mismas, las guías que delimitarán la placa formadas por dos losas laterales de hormigón sobre las que se apoyarán posteriormente los apeos de los cajetines (ver figura 2.25). Éstas servirán de encofrado para el posterior hormigonado de la parte central de la vía en placa donde sí será necesaria la instalación de armadura (mallazo).



Figura 2.24. Vista panorámica del suelo cemento. Fuente: [33]

2. **Configuración de la capa intermedia de la superestructura.** Se ejecuta la losa central de hormigón disponiendo el mallazo en la parte inferior. Para su ejecución y antes de proceder al hormigonado, se disponen los encofrados necesarios para moldear los cajetines que alojarán posteriormente el conjunto de la vía (véase la figura 2.25). Estos cajetines deben tener un ancho igual al ancho del carril más aproximadamente 3-4 cm de tal forma que quede 1,5-2 cm de espacio libre a cada lado del patín del carril. Se ha constatado en todas las construcciones estudiadas para el desarrollo del presente capítulo que la altura de dichos cajetines es variable dependiendo del lugar observado pero nunca rebasando la mitad de la altura del carril para poder realizar posteriormente una adecuada nivelación y alineación.



Figura 2.25. Encofrados para acanaladura en tranvía de Villajoyosa.

Fuente: [27]

Alternativamente, para configurar la placa y moldear los cajetines también se puede utilizar un sistema de extendido de hormigón mediante extendidora con encofrado adaptado (figura 2.26). De esta forma se evita el paso del hormigonado de las guías laterales que

delimitan la placa y que sirven para de encofrado de la parte central y para la colocación de los apeos de los cajetines.



Figura 2.26. Detalle del proceso de hormigonado de la losa. Fuente: [33]

- Colocación de los carriles.** Se descargan los carriles y se dejan extendidos en los laterales de los cajetines. Tras su disposición en la traza se realiza la soldadura de los carriles (véase la figura 2.27). Ésta se realiza fuera del cajetín. Una vez finalizada, se procede al pegado de las piezas prefabricadas en las dos caras del alma del carril y que tienen el objetivo de reducir la cantidad de elastómero a verter. Éstas pueden ser de hormigón, poliuretano, etc., y se adhieren al carril mediante distintos productos tipo resina o cemento-cola. En algunos casos, sobre todo en alta velocidad, en lugar de las piezas prefabricadas, se colocan tubos de PVC de unos 50 mm de diámetro. El objetivo de estos elementos, en ambos casos, es reducir el volumen del material a verter dado su elevado precio. Además, en algunos casos, bajo el carril se coloca una suela elástica para evitar el contacto rígido entre el carril y el hormigón. Solo se dispone en algunos casos puesto que si se asegura que durante el vertido del elastómero éste se va a introducir por debajo del patín del carril sin ningún problema no sería necesario.



Figura 2.27. Detalle del proceso de soldadura del carril. Fuente: [33]

4. La operación siguiente consiste en la **nivelación y alineación** por los medios correspondientes. Antes de ello es necesario limpiar la superficie de la canaleta y llevar un estricto control topográfico para determinar el número de galgas que se necesitan. Se colocan las galgas y las cuñas que le darán la inclinación de $1/20$. La nivelación y alineación son operaciones fundamentales que deben realizarse con la máxima exactitud, ya que ante cualquier error en el posicionamiento del carril, no se podrá rectificar una vez vertido el Corkelast. La nivelación se consigue mediante las galgas mencionadas anteriormente y la alineación se logra mediante contracuñaes de madera cada 1'5 m. Los trabajos topográficos se realizan en un hilo (hilo director). Una vez fijada la vía y comprobada su posición topográfica, previo al vertido del elastómero se realiza un riego de adherencia a todas las superficies en contacto con el elastómero. Así, el proceso constructivo se caracteriza por la técnica del "bottom-up", es decir, que la posición del carril en las tres coordenadas espaciales se consigue como último paso del proceso. En las figuras 2.28 y 2.29 se pueden observar los elementos de

nivelación (galgas y cuñas) dispuestos a lo largo de la traza y como queda el carril instalado en la acanaladura. En la figura 2.30 se pueden observar las contracuñas que sirven para la alineación del carril. Con la ayuda de estas contracuñas (introduciéndolas o sacándolas) se puede conseguir mover el carril de un lado a otro para conseguir su posición final. Tanto las cuñas como las contracuñas son elementos de madera y mientras que las primeras se quedarán embebidas en el elastómero, las últimas son retiradas antes de verterlo.



Figura 2.28. Detalle del proceso de colocación del carril. Fuente: [33]



Figura 2.29. Detalle de la alineación mediante contracuñas. Fuente: [33]

5. **Vertido del elastómero.** Para la correcta colocación del vertido, se sitúan unos encofrados paralelos al carril que pueden ser recuperables (como los encofrados de madera cubiertos de papel de aluminio mostrados en la figura 2.32). En cuanto a utilización de estos elementos, los encofrados recuperables de madera son ampliamente usados por su menor coste, mientras que los encofrados tipo perfil bulbo se utilizan para los cruces a nivel vía-tranvía para proteger la junta entre elastómero y carril de los golpes transversales del tráfico. El elastómero de unión entre carril y canaleta es el elemento esencial del carril embebido que evita un contacto rígido entre carril y hormigón y permite un amortiguamiento frente a los golpes transversales que sufre el carril embebido. Por lo que, debe prestarse atención al correcto mezclado y batido del elastómero. Es necesario cumplir unos condicionantes de temperatura y tiempos con el fin de que la puesta en obra sea correcta. Antes de colocarlo, y para asegurar un buen contacto entre carril-elastómero-placa de hormigón es necesario realizar un riego de adherencia según art. 531 del PG-3 a la superficie de hormigón y del carril. El tipo de elastómero más utilizado es el Corkelast (véase las figuras 2.30 y 2.31).



Figura 2.30. Preparación y vertido del Corkelast. Fuente: [31]



Figura 2.31. Imagen tras el vertido del Corkelast. Desencofrado. Fuente: [31]

6. Una vez endurecido el Corkelast, el último paso consiste en la **pavimentación u hormigonado de la vía entre carriles** y su acabado superficial, que puede venir definido por adoquines, hormigón impreso o no, asfalto o césped (vías verdes) (véase las figuras 2.32 a 2.35).



Figura 2.32. Acabado con adoquines. Fuente: [31]



Figura 2.33. Acabado con asfalto. Fuente: [31]



Figura 2.34. Acabado con césped. Fuente: [31]



Figura 2.35. Acabado con hormigón impreso. Fuente: [31]

i. Criterios de diseño secundarios

Uno de los criterios principales de diseño en los que se basa la construcción de la plataforma tranviaria es la rigidez vertical que presenta el conjunto de la superestructura. Se sabe, a priori, que una rigidez vertical baja acorta la vida útil de la plataforma al disminuir su resistencia a fatiga (la estructura resiste un menor número de ciclos de carga si la rigidez vertical es menor), produce un mayor consumo energético por parte del vehículo tranviario y atenúa de mejor forma las vibraciones transmitidas al entorno, mientras que para una rigidez vertical alta ocurre todo lo contrario. Por lo que, actualmente, se están eligiendo diseños que admiten una solución de compromiso estableciendo una rigidez media. Además, se sabe que la rigidez de las mezclas bituminosas es menor que la rigidez del hormigón por lo que en un diseño de la superestructura tranviaria con

asfalto, se podría elegir una rigidez alta para favorecer el ahorro energético y la vida útil puesto que el efecto dinámico ya se vería atenuado por las propiedades intrínsecas de la vía.

La composición del firme de las distintas capas de asfalto en carreteras se diseña y dimensiona en base a la legislación de cada país de firmes para carreteras. Para las capas que se sitúan por encima de la cota del patín del carril esto no supone gran problema, mientras que para las que aparecen por debajo de la cota del patín habrá que tener en cuenta que recibirán las cargas verticales transmitidas por el tranvía (que serán distintas a las del tráfico por carreteras).

La presente Tesis buscar desarrollar una plataforma tranviaria a base de materiales bituminosos y de materiales reciclados que permitirá una reducción de las vibraciones gracias a la mejora de los parámetros de viscosidad respecto a los del hormigón, una reducción del ruido gracias a la mayor capacidad de absorción sonora del asfalto respecto al hormigón, la utilización de técnicas de construcción más desarrolladas similares a los procedimientos utilizados en carreteras y un aumento de la vida útil de la infraestructura entre otras ventajas.

2.2.1.2. *Vías en placa que incluyen asfalto en alguna de sus capas*

Una vez recopilada toda la información, los distintos tipos de vías para tranvía que incluyen asfalto se pueden clasificar de la siguiente forma:

- Tipología de vía 1: Cruces a nivel con vehículos que forman puntos singulares en la plataforma tranviaria.
- Tipología de vía 2: Plataforma tranviaria compartida con el tráfico de vehículos.

En cuanto al diseño, composición y construcción de los firmes, la tipología de vía 1 está basada mayoritariamente en el mismo diseño que la plataforma tranviaria (salvo, en algunos casos, la capa superior) y la tipología de vía 2 está basada principalmente en relación al diseño de la calzada. A continuación, se procede a realizar una pequeña descripción de cada tipología.

2.2.1.2.1. Tipología de vía 1: Cruces a nivel con vehículos. Puntos singulares.

Esta tipología de vía es ampliamente utilizada (sobre todo en España) y se localiza en ciertos lugares donde la plataforma tranviaria se cruza con el tráfico de

vehículos al mismo nivel. Ello implica la generación de puntos singulares que obliga a proyectar un diseño ligeramente distinto al resto del tramo de la plataforma tranviaria (principalmente de la capa superior).

Además, desde el punto de vista constructivo, el diseño en estos puntos singulares se caracteriza por la utilización de encofrado perdido tipo perfil bulbo que sirve tanto para resistir mejor los impactos transversales que sufrirá la vía al paso de los vehículos como para dotar de protección a las esquinas formadas en las juntas entre el elastómero vertido y el asfalto.

En la figura 2.36, se muestra un diseño habitual de este tipo de puntos singulares donde se puede observar como la capa superior está formada por una capa de hormigón de 15 cm de espesor y dos capas de asfalto de 3'5 cm cada una. Por lo que se puede observar, la capa de hormigón se ha ejecutado en una sola fase (como los diseños habituales de la 4ª generación de carriles embebidos donde los carriles vienen ya encaquetados y dispuestos en la posición final antes del hormigonado). Para realizar un diseño basado en la 3ª generación de carriles embebidos es necesario realizar dos fases de hormigonado de la capa superior (la primera dejando las acanaladuras para la posterior colocación de los carriles y la segunda para el acabado hasta la cota final).

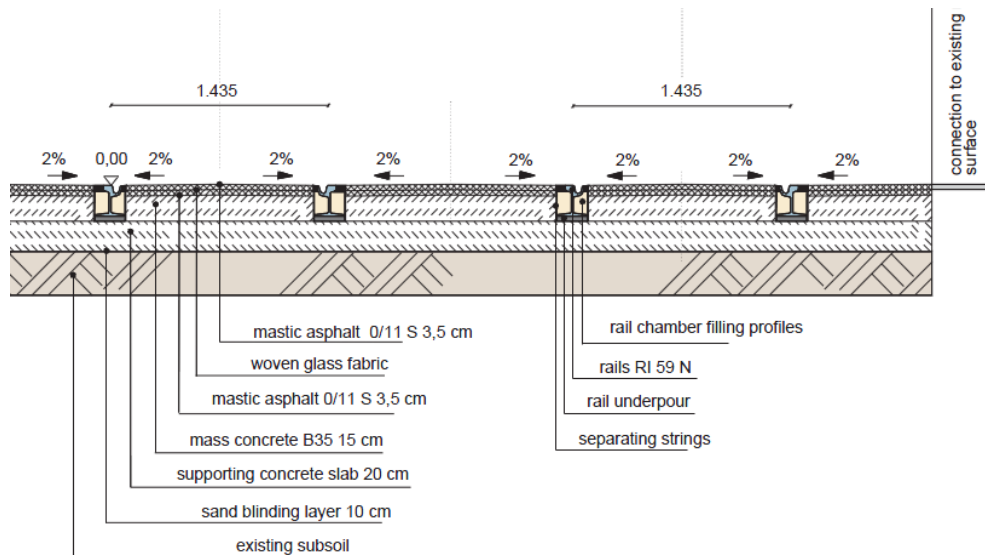


Figura 2.36. Cruce vía-tranvía con capa superior de asfalto. Fuente: [34]



Figura 2.37. Imagen de un cruce vía-tranvía en funcionamiento. Fuente: [35]

Respecto al proceso constructivo, estos puntos singulares implican un pequeño cambio, con lo que el rendimiento constructivo disminuirá debido a tener que cambiar de medios materiales y mecánicos para realizar dicho diseño.

Para realizar el asfaltado de estos pequeños tramos situados entre los carriles de la plataforma tranviaria existe la posibilidad de realizar un asfaltado manual (figura 2.38). Para ello, una vez vertido el asfalto, es necesario que los operarios procedan a su extensión con el fin de realizar una adecuada compactación mediante maquinaria compactadora pequeña.



Figura 2.38. Asfaltado manual de un cruce vía-tranvía. Fuente: [35]

No obstante, también existen otros métodos más efectivos para otras tipologías de vías. Sin embargo, en estos puntos, el asfaltado manual es la técnica constructiva más empleada debido a la poca longitud y extensión existente.

2.2.1.2.2. Tipología de vía 2: Tranvía con plataforma compartida

A diferencia de lo visto en el apartado anterior, en la presente tipología la plataforma tiene un uso totalmente compartido (tranvía, transporte público, vehículos y peatones), de tal forma que su diseño es similar (y en algunos casos idéntico) al diseño que se haya realizado para la calzada.

La diferencia principal entre ambos diseños radica en la complejidad y/o imposibilidad de realizar una capa de asfaltado con los distintos elementos que aparecen en la superestructura tranviaria. De forma general, resulta imposible realizar una capa de asfaltado si aparecen elementos como sujeciones, traviesas, acanaladuras, carriles prefijados en el espacio (4ª generación de carriles embebidos), riostras, etc. Por ello, los diseños de las plataformas tranviarias con capas de asfalto se han realizado con este material hasta la cota del patín (capa intermedia). A partir de esta cota aparece una capa de hormigón que permite realizar las operaciones anteriormente expuestas. Por último, se vuelve a extender la capa superficial que vuelve a ser de asfalto (véase las figuras 2.39 y 2.40). De esta forma es como se ha dado tradicionalmente solución a los diseños planteados con mezclas bituminosas (ejemplos de ello se pueden encontrar en países como Alemania, República Checa o Hungría entre otros).

En la figura 2.39 se puede observar cómo en la capa intermedia (inmediatamente inferior al patín del carril) aparece asfalto y cómo la capa superior está formada por capas de hormigón y asfalto. Como se puede observar, para mantener el ancho entre vías se han dispuesto riostras atornilladas al alma de los carriles. Con este dispositivo instalado, resulta imposible extender capas de asfalto siendo la única solución disponible el realizar una capa de hormigón. Más tarde, y salvado este obstáculo, se vuelven a disponer capas de asfalto para la capa más superficial. Cabe resaltar, además, que para el extendido de las capas de asfalto habrá sido necesario un trabajo manual para conseguir que el asfalto llegue a puntos como los que se encuentran debajo de la cabeza de los carriles. El

presente diseño representa una unión muy rígida frente a movimientos transversales y a medio-largo plazo puede suponer un deterioro de la vía.

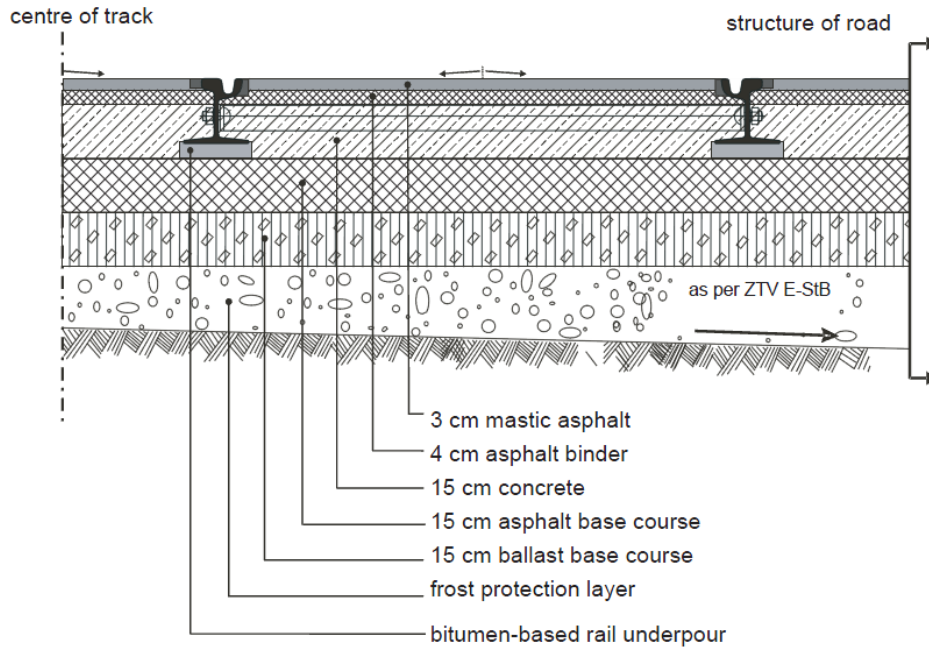
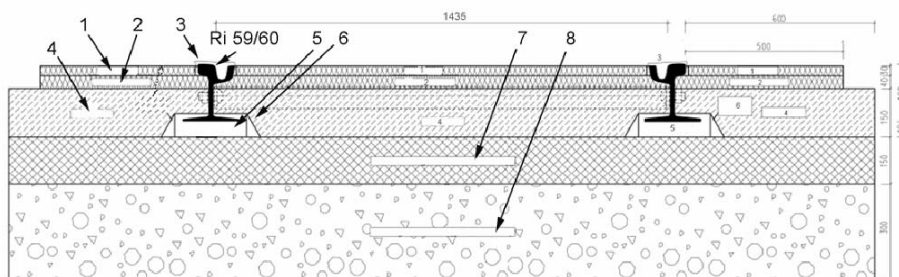


Figura 2.39. Ejemplo de composición de firme para tranvía. Tipología de vía 2. Fuente: [34]

En la figura 2.40 se puede observar un diseño muy similar al anterior.



- | | | | |
|---|--|---|--|
| 1 | mastic asphalt (3 cm) | 5 | bitumen-based underpour (4 cm) |
| 2 | asphalt binder (4 cm) | 6 | gauge of cement mortar |
| 3 | jointing band (on the two sides of the railhead) | 7 | asphalt base course (15 cm) |
| 4 | concrete (15 cm) | 8 | frost protection layer (mineral mixture RC 56, RC mineral) |

Figura 2.40. Composición de firme para tranvía. Tipología de vía 2. Fuente: [34]

Otro diseño posible es realizar un diseño similar al expuesto en las figuras 2.39 y 2.40 prescindiendo de la capa superior y eligiendo como material de esta capa otro distinto (véase la figura 2.41, donde el material de la capa superior son adoquines). Como se puede observar en la imagen, para asentar los adoquines de la capa más superficial, se ha dispuesto de una capa granular. En este caso el carril sí que aparece envuelto por un elastómero que mejorará la unión rígida que teníamos en los diseños anteriores. Tanto para este, como para los anteriores diseños, las disposiciones constructivas son similares a los de la 2ª generación de carriles embebidos prescindiendo de la sujeción mecánica.

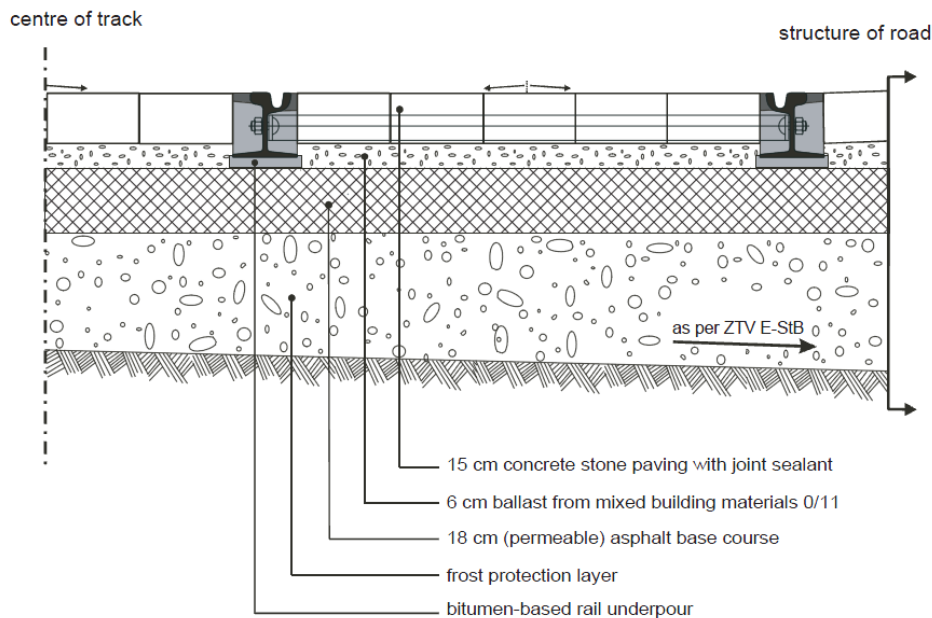


Figura 2.41. Composición de firme para tranvía. Ejemplo de capa de base en asfalto.

Fuente: [34]

Una característica destacable de esta tipología de vías es la inexistencia de protección alguna en las juntas entre el elastómero situado en la parte superior junto al carril y la capa más superficial. En la tipología de vías 1 se había especificado que una característica resaltable era la disposición de perfiles tipo bulbo que servían de protección frente a acciones transversales causadas por los impactos del tráfico. Ello es debido a que en estos diseños existe menos

circulación transversal a la vía, siendo mayoritariamente paralela y oblicua a la vía tranviaria, resultando prescindible este tipo de elementos.

Por otra parte, también se pueden encontrar plataformas de tranvía que comparten el uso con el transporte público, sobre todo con los autobuses, cuyo firme se encuentra sometido a un tráfico importante de vehículos pesados. Este hecho, unido al propio diseño geométrico (plataforma estrecha delimitada por ambos extremos), hará que dichos vehículos siempre circulen de forma canalizada por la misma franja y provocará la posible aparición de roderas u otras deformaciones muy nocivas sobre el firme (véase la figura 2.42). En caso de aparecer dichas deformaciones, éstas podrían suponer un grave problema (sobre todo en las paradas, donde el vehículo debe quedar muy próximo al andén para facilitar la accesibilidad).

Por todo ello, para el caso de plataformas compartidas, las recomendaciones indican que la opción más adecuada sea la de disponer un firme de gran rigidez, capaz de evitar la aparición de deformaciones, que proporcione la mayor durabilidad posible y que conlleve las menores operaciones de conservación y mantenimiento puesto que estas afectarían al normal funcionamiento de las líneas [36].



Figura 2.42. Roderas en una plataforma reservada con pavimento de asfalto.

Fuente: [36]

2.2.1.2.3. Otros diseños

Existen otros diseños de plataformas tranviarias que se pasará a exponer a continuación y que pueden ser válidos tanto para la tipología de vía 2 como para la tipología de vía 1.

En primer lugar, en la figura 2.43 se puede observar un diseño característico de las vías de tipología 1 que, en este caso, puede ser utilizado también para la tipología de vía 2. Ésta consiste en una plataforma de hormigón con una capa de acabado de asfalto correspondiente a la 2ª generación de carriles embebidos. La imagen de la derecha muestra una modificación de diseño respecto a los carriles de 2ª generación embebidos en donde se prescinde de la sujeción mecánica como ya ocurría en diseños anteriores. Es una solución que se acerca a la 3ª generación de carriles embebidos pero que sigue mostrando los inconvenientes de la instalación de riostras de los carriles embebidos de 2ª generación.

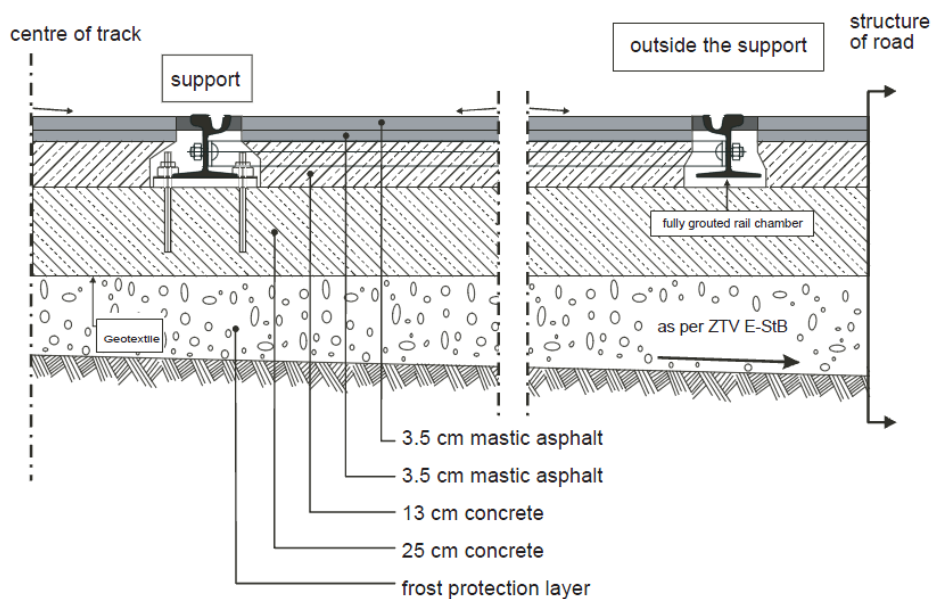


Figura 2.43. Ejemplo de composición de firme para tranvía. Fuente: [35]

El diseño mostrado en la figura 2.44 tiene asociado una patente en el que existe una capa de hormigón hasta la cota del patín y un diseño similar a las calzadas de carreteras a partir de dicha cota (capas de base, intermedia y de rodadura) [37]. Además, el sistema de sujeción es distinto, disponiéndose traviesas bloque unidas por una armadura en celosía que funciona de riostra.

Éstas deben disponerse en la posición final antes del hormigonado para que una vez se vierta el hormigón se queden embebidas. El presente sistema es original del sistema Rheda al que se le añade la capa superior para permitir el paso de los vehículos en las ciudades (Rheda City) y no tiene nada que ver con los anteriormente expuestos, puesto que las mezclas bituminosas aquí presentes no tienen especial relevancia en la rigidez vertical respecto al paso del tranvía. Un aspecto muy interesante es la colocación de la primera capa de asfalto (“asphalt base course CS 0/22”) como muestra la figura 2.44, en la que se ha dispuesto una capa de asfalto aún apareciendo sujeciones mecánicas. Como se observa en la figura 2.45, el asfaltado de las capas superiores parece ser que se ha ejecutado de forma manual.

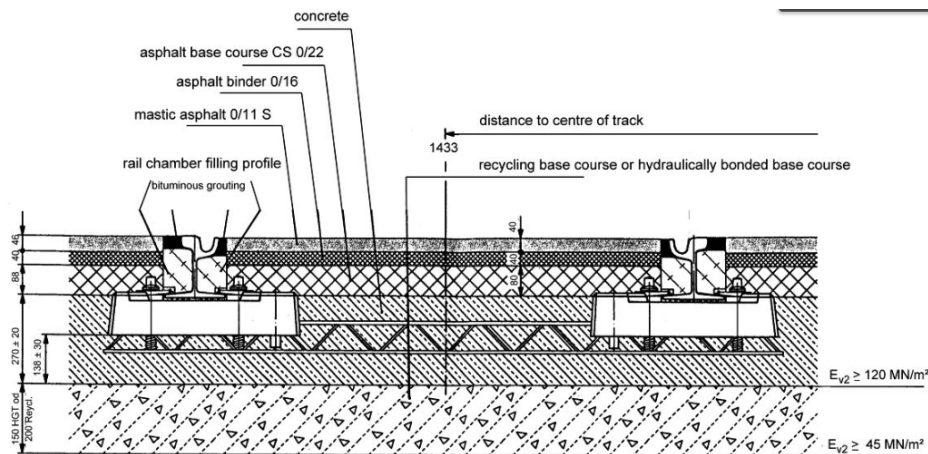


Figura 2.44. Composición de firme para tranvía “The Rheda City design”. Fuente: [37]



Figura 2.45. Asfaltado manual de la capa superior. Sistema "The Rheda City".

Fuente: [37]

Por último, otro diseño que se puede encontrar en casos excepcionales es el mostrado en la figura 2.46. Como se puede observar, la plataforma tranviaria tiene un diseño clásico en balasto, con traviesas de hormigón al que se le ha añadido una capa de rodadura de asfalto. El actual diseño se ha utilizado para la construcción de nuevas líneas, para la renovación de líneas existentes y sobre todo para los cruces a nivel de vía-tranvía (tipología de vía 1). Este diseño se podría clasificar como un diseño de carril embebido tradicional.

concrete sleeper TBS 1450 with Ri 60, Ri 60N, Ri 59, Ri 59N
asphalt covering

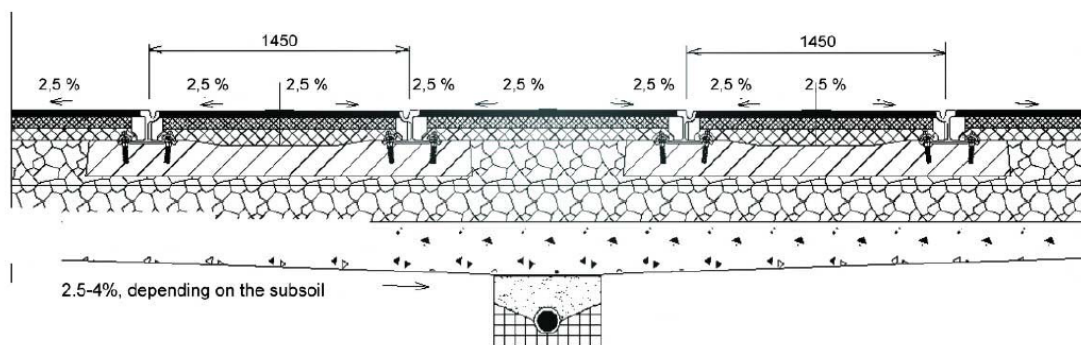


Figura 2.46. Composición de firme para tranvía. Fuente: [34]

2.2.1.2.4. Consideraciones generales

La geometría de los distintos diseños mostrados se puede observar en las figuras 2.36 a 2.46. Cabe destacar, haciendo hincapié en las capas formadas por asfalto, que las capas intermedias situadas bajo el patín del carril y que influyen de forma clara en la rigidez vertical y tienen un espesor alrededor a los 15-18 cm. Para las capas más superficiales, fundamentalmente existen diseños con capas intermedias y de rodadura de asfalto (tipo las de calzadas de carreteras) consiguiendo un espesor total de unos 7 cm (3'5+3'5 o 4+3). Por ejemplo, en Barcelona [38] dispusieron una mezcla bituminosa AC16 Surf D (D-12) de espesor 6 cm según artículo 542 del PG-3 [39]. En cambio, en Sevilla se decantaron por una solución con mucho menos espesor, tan solo 3 cm de aglomerado asfáltico.

Una vez colocado el carril en su posición final, el siguiente paso es ejecutar la capa que va desde la base del patín del carril hasta la cota inferior de la capa más superficial, la cual se ejecuta con hormigón en todos los diseños (incluso aquellos que tienen como elemento principal el material asfáltico). Esto se lleva a cabo para poder salvar todo tipo de obstáculos (carril, traviesas, riostras, sujeciones, etc.) puesto que su presencia dificulta, o incluso imposibilita, trabajar con extendedora de asfalto. Su espesor es de aproximadamente en 15 cm en todos los diseños, aunque también se puede observar algún caso con balasto como material de dicha capa, puesto que su uso facilita el proceso constructivo de la misma forma que el hormigón. Más tarde, la capa más superficial vuelve a ser de asfalto.

a. Medios mecánicos para la ejecución de las capas superiores

La ejecución de la capa de rodadura (capa más superficial de la plataforma tranviaria) se realiza de la misma forma que la explicada para una vía en placa de hormigón con posibles acabados distintos (hormigón, asfalto, adoquines o césped).

Una de las formas de realizar su asfaltado es la ejecución de forma manual (véase la figura 2.38). Esta técnica, poco precisa y costosa, sólo es aplicable para tramos cortos como los cruces de vía-tranvía dentro de la tipología de vía 1. Para el resto de tipologías de vía resulta ineficiente el ejecutar la capa de rodadura por esta técnica.

Cuando las dimensiones de la capa más superficial de asfalto son mayores, entran en escena otras formas de ejecución más industrializadas que aportan mayores rendimientos, más precisión y son menos costosas. La técnica consiste en utilizar la misma tecnología que en carreteras (extendedoras de asfalto) adecuadas a las dimensiones de la plataforma tranviaria. De esta forma, se puede encontrar maquinaria muy diversa que permite realizar un asfaltado con un ancho muy pequeño (anchos a partir de unos 0'5 m hasta unos 3,2 m) para el hueco entre carriles.



Figura 2.47. Asfaltado con maquinaria pequeña del hueco entre carriles. Fuente: [40]

Un ejemplo de la utilización de este tipo de maquinaria para pavimentar el hueco entre carriles se encuentra en Düsseldorf (Alemania) (véase la figura 2.47). Además, existen otro tipo de máquinas extendedoras de asfalto pequeñas más dinámicas como la mostrada en el vídeo de la referencia [41].

Sin embargo, en España es complicado encontrar este tipo de maquinaria. Además, el problema adquiere mayor dimensión si añadimos que el ancho de ciertas plataformas de tranvía en nuestro país es aún es más pequeño (1 m en comparación al 1.435 m de la mayoría de vías en Europa). Por lo tanto, el empleo de esta solución quedará sujeto a su disponibilidad y a la elaboración de un análisis económico de su coste de ejecución.

b. Riegos

Según la “Norma 6.1-IC Sección de firmes” [42] y el PG-3 en sus artículos 530 y 531 [39] se deben ejecutar los riegos de imprimación y adherencia en los siguientes casos:

- Cuando exista una capa granular y sobre ésta vaya a aparecer un tratamiento o una capa bituminosa se deberá aplicar un riego de imprimación (art. 530 del PG-3).
- Cuando existe una capa tratada con ligantes hidrocarbonados o conglomerantes hidráulicos (como el cemento) y sobre ésta vaya a aparecer cualquier tipo de capa bituminosa que no sea un tratamiento superficial con gravilla o una lechada bituminosa se deberá aplicar un riego de adherencia (art. 531 del PG-3).

Aplicando dicha norma a los diseños que se han plantado en este capítulo se deberán aplicar riegos de adherencia en los siguientes casos:

- Cuando una capa de asfalto se sitúe encima de una capa de hormigón. Ejemplos: antes de ejecutar las capas de rodadura de asfalto en una vía en placa de hormigón, antes de verter el Corkelast en las vías de 3ª generación, etc.
- Cuando una capa de asfalto se sitúe encima de otra capa de asfalto o en contacto con el elastómero.

2.2.2. Solicitaciones sobre la vía

En el presente apartado se pretende dar a conocer de qué mecanismos dispone un vehículo ferroviario, y en concreto un tranvía, para generar vibraciones que posteriormente se transmitirán al medio.

Se sabe a priori que la forma en la que actúan dichos mecanismos dependerá de la geometría y las características técnicas del vehículo (como por ejemplo, la distancia entre ejes o su velocidad de recorrido), por lo que en primer lugar, se mostrarán las características técnicas de los diferentes tranvías que circulan actualmente por España y posteriormente, se recopilarán los mecanismos de generación de vibraciones de los vehículos ferroviarios.

2.2.2.1. Caracterización de los vehículos tranviarios

Los vehículos que circulan sobre los distintos sistemas tranviarios existentes en España pueden clasificarse en dos grandes grupos:

- **Tranvía** (tranvía moderno): es un medio de transporte que circula sobre carriles y por la superficie en áreas urbanas por plataforma segregada.
- **Tren-Tram**: es un vehículo derivado del tranvía capaz de ejecutar varias rutas. La doble capacidad de voltaje del Tren-Tram le permite el acceso a las infraestructuras de ferrocarriles y tranvías, puede funcionar dentro de las normas ferroviarias y puede pasar a un funcionamiento en modo tranvía al entrar en la ciudad.

A continuación, se presentan algunas de las características técnicas más importantes de los vehículos tranviarios recopilados de la bibliografía. Así pues, una vez se tenga esta recopilación de características, será más fácil caracterizar la sollicitación correspondiente a cada vehículo.

a. Serie 3800

La serie 3800 es la serie de tranvía más veterana, incorporada a la red valenciana desde el año 1994 en el que FGV reintrodujo el tranvía en España como metro de superficie. Las características técnicas de estos vehículos se recogen en la tabla 2.2:

Características técnicas SERIE 3800	
Tipo de vehículo	Unidireccional articulado de piso bajo parcial
Número de ejes	6
Tensión	750 V
Potencia	432 Kw
Tracción	Eléctrica
Número de motores	4 asíncronos trifásicos de 108 kW cada uno
Longitud	23.78 m
Anchura	2.40 m
Altura	3.20 m
Peso	29.7 t
Peso por eje	7.5 t
Velocidad máxima	65 km/h
Capacidad	153 viajeros (58 asientos)
Accesos	4 puertas dobles lado derecho
Composiciones múltiples	Sí. Enganche automático tipo Schafenberg
Freno	4 sistemas: eléctrico, electromagnético, hidráulico y mecánico
Fabricante	Siemens

Tabla 2.2. Características técnicas de la Serie 3800. Fuente: [43]

b. Serie 4200

Se trata de tranvías articulados con piso bajo integral del modelo Flexity Outlook fabricado por Bombardier. Son tranvías modernos de piso bajo dotados de un avanzado equipamiento que discurren por las ciudades de Valencia y Alicante. Las características técnicas de estos vehículos se recogen en la tabla 2.3:

Características técnicas SERIE 4200	
Tipo de vehículo	Articulado M6E con piso bajo integral
Tensión	750 V
Potencia	420 Kw
Tracción	Eléctrica
Número de motores	4 asíncronos trifásicos de 105 Kw cada uno
Longitud	32.37 m
Distancia entre ruedas de un mismo bogie	1.85 m
Distancia entre ejes de bogie	11.15 m
Anchura	2.40 m
Altura	3.20 m
Peso	42 t
Peso por eje	10.4 t
Velocidad máxima	70 km/h
Capacidad	200 viajeros (48 asientos)
Accesos	6 puertas (cuatro dobles y dos sencillas)
Composiciones múltiples	Sí. Enganche automático tipo Schafenberg
Freno	3 sistemas: eléctrico con recuperación de energía, electromagnético y mecánico
Cabina de conducción	2. Instaladas en los módulos extremos
Fabricante	Bombardier

Tabla 2.3. Características técnicas de la Serie 4200. Fuente: [43]

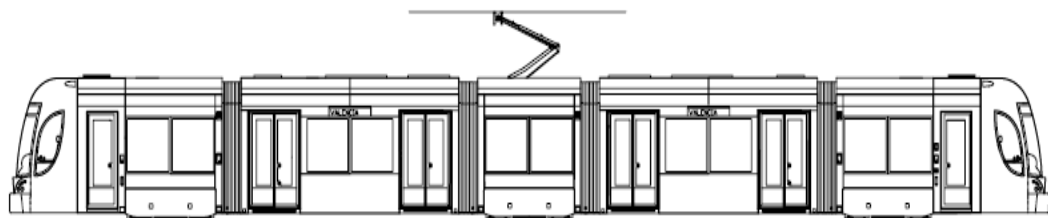


Figura 2.48. Tranvía Bombardier serie 4200. Fuente: [43]

c. Serie 4100

Tranvías articulados del tipo Tren-Tram y con piso bajo parcial de la serie 4100 de Vossloh. Es la primera serie de tranvía moderno que circuló en España, en la ciudad de Alicante. Son vehículos de utilización mixta, capaces de dar servicio de carácter tranviario en ámbitos urbanos y como ferrocarril convencional en trayectos interurbanos. Pueden alcanzar velocidades punta superiores a las de las unidades convencionales de metro.



Figura 2.49. Imagen del Tren-Tram de Alicante. Fuente [43]

Características técnicas SERIE 4100 (TREN-TRAM)	
Tipo de vehículo	Tren-Tram con piso bajo parcial (350 mm). Articulado
Composición tren	3 coches articulados
Número de ejes	8 ejes con tres módulos
Tensión	750 V
Potencia	840 Kw
Tracción	Eléctrica
Número de motores	6 motores asíncronos trifásicos (Alstom)
Longitud	37 m
Distancia entre ruedas de un mismo bogie	2 m
Distancia entre ejes de bogie	variable
Anchura	2.55 m
Altura	3.48 m
Altura de acceso sobre rail	360 mm
Porcentaje de acceso bajo (coches extremos)	60%
Peso coche vacío	55.5 t
Peso coche cargado	69 t
Carga máxima por eje (8 pasajeros/m ²)	10 t
Velocidad máxima	100 km/h
Capacidad	309 pasajeros (98 asientos)
Composiciones múltiples	2
Freno	De servicio eléctrico: regenerativo. De urgencia electro-hidráulico. Electromagnético.
Fabricante	Vossloh

Tabla 2.4. Características técnicas de la Serie 4100. Fuente: [43]



Figura 2.50. Tram Vossloh 4100. Fuente: [43]

d. Citadis 302 de ALSTOM

Se trata de un vehículo bidireccional y cada unidad básica es autónoma, bicabina, articulada y 100% piso bajo. Estos tranvías discurren por la red de Barcelona, Tenerife, Madrid, Parla y Murcia.



Figura 2.51. Tranvía de Madrid. Citadis 302 de Alstom. Fuente: [43]

Las tablas 2.5 a 2.7 recogen sus características técnicas principales.

Características técnicas Citadis 302 - Barcelona	
Longitud	32.517 m
Anchura	2.65 m
Altura (con pantógrafo)	3.47 m
Altura del piso (Puertas/interior)	320/350 mm
Paso libre de puertas (simple/doble)	800/1300 mm
Empate de bogie	1.6 mm
Diámetro de rueda (nueva/desgastada)	590/530 mm
Tara	40 t
Peso en carga (4 pasajeros/m2)	56.65 t
Capacidad (4 pasajeros/m2)	218
Capacidad (6 pasajeros/m2)	294
Velocidad máxima	70 km/h
Velocidad comercial	20 km/h
Aceleración media	1 m/s ²
Fabricante	Alstom

Tabla 2.5. Características técnicas del Citadis 302 de Alstom de Barcelona. Fuente: [43]

Características técnicas Citadis 302 - Tenerife	
Tensión de alimentación	750 V en corriente continua
Ancho de vía	1435 mm
Largo	32.5 m
Ancho	2.4 m
Alto	3.27 m
Altura de acceso	330 mm
Altura del piso	350 mm
Capacidad	200 pasajeros (4 pasajeros/m ²)
Número de puertas	6 por costado
Ancho de puertas	1300 mm
Velocidad máxima	70 km/h
Potencia	6 por 120 kW
Número de bogies	3 con todos los ejes motores
Fabricante	Alstom

Tabla 2.6. Características técnicas del Citadis 302 de Alstom de Tenerife. Fuente: [43]

Características técnicas Citadis 302 - Madrid, Parla y Murcia	
Alimentación	750 V en corriente continua
Ancho de vía	1435 mm
Largo	32.3 m
Ancho	2.4 m
Alto	3.6 m
Altura de acceso	320 mm
Altura del piso	360 mm
Peso	39.1 toneladas
Total pasajeros	188
Ancho de puertas	1300 mm (doble) /800 mm(sencilla)
Velocidad máxima	70 km/h
Potencia	4x120 kW
Fabricante	Alstom

Tabla 2.7. Características técnicas del Citadis 302 de Alstom de Madrid, Parla y Murcia. Fuente: [43]

e. Tranvías articulados de CAF

Se trata de tranvías articulados de seis y cinco módulos. Circulan por los sistemas tranviarios de Vélez-Málaga, Sevilla y Metro Centro de Sevilla. Los modelos utilizados en Sevilla son vehículos de cinco módulos. Éstos tienen 6 ejes, apoyados en tres bogies en los módulos extremos, ambos motores, y otro portador en el central.

Las características técnicas son comunes a todos ellos y se muestran en la tabla 2.8:

Características técnicas Tranvías articulados CAF	
Piso bajo integral	350 mm
Número de ejes	6
Tensión	750+B/750
Potencia	488 Kw
Tracción	Eléctrica
Número de motores	8, modelo TMR-36-19-4
Longitud	31.26 m
Anchura	2.65 m
Altura	3.390 m
Velocidad máxima	20 km/h Metro Centro 70 km/hora Sevilla y Vélez-Málaga
Capacidad	275 viajeros
Accesos	6 puertas (4 dobles y 2 sencillas)
Composiciones múltiples	Sí
Freno	3 sistemas (eléctrico con recuperación energía, electromagnético y mecánico)
Fabricante	CAF

Tabla 2.8. Características técnicas de tranvías articulados de CAF de Sevilla, Metro Centro y Vélez-Málaga. Fuente: [43]

f. Modelo Urbos I

El modelo Urbos I desarrollado por CAF discurre por la ciudad de Bilbao. Se trata de vehículos bidireccionales de vía métrica formados por tres cajas articuladas que descansan sobre bogies. La tabla 2.9 recoge las características técnicas del Urbos I:

Características técnicas Urbos I	
Alimentación	750 V
Ancho de vía	1000 mm
Longitud	24.28 m
Anchura	2.4 m
Altura	3.3 m
Altura de acceso	300 mm
Altura de piso	350 mm (70%)
Peso	33 t
Peso por eje	7.6 t
Capacidad	192
Número de puertas por costado	4
Paso libre de las puertas	1300x2000 mm
Velocidad máxima	70 km/h
Potencia total	400 kW
Fabricante	CAF

Tabla 2.9. Características técnicas Urbos I de CAF. Fuente: [43]

g. Modelo Urbos II

Se trata de un modelo mejorado respecto del Urbos I y que circula por la ciudad de Vitoria. Se trata de tranvía de vía métrica, bidireccional con dos cabinas de conducción constituido por cinco cajas articuladas que se apoyan en dos bogies motores en sus extremos, y en un bogie portante en la caja central.

Las características técnicas del Urbos II se recogen en la tabla 2.10:

Características técnicas Urbos II	
Alimentación	750 V
Ancho de vía	1000 mm
Longitud	31.38 m
Anchura	2.4 m
Altura	3.3 m
Altura de acceso	300 mm
Altura de piso	300 mm
Peso	40 t
Capacidad	292
Número de puertas por costado	6
Paso libre de las puertas	800 mm (sencilla) 1300 mm (doble)
Velocidad máxima	50 km/h
Potencia total	480 kW
Fabricante	CAF

Tabla 2.10. Características técnicas Urbos II de CAF. Fuente: [43]

h. Modelo Urbos III

Esta serie de tranvías presenta la novedad de incorporar de serie el innovador sistema de “Acumulador de Carga Rápida”, que permite circular sin necesidad de catenaria o hilos suspendidos. Actualmente discurre por ciudades como Sevilla y Zaragoza.

La producción en serie se realiza en dos anchos de vía: ancho de vía estándar (1435 mm) o ancho de vía métrico (1000 mm). Igualmente, las cajas se realizan con diversos anchos: 2650 mm, 2400 mm y 2300 mm de ancho. Además, las unidades presentan una modularidad que permite que se realicen con longitudes desde 18 hasta 43 metros.

Permiten la operación uni o bidireccional, presentan sistemas de comunicación de tren avanzados y sistemas innovadores de gestión de flota, mantenimiento y señalización.



Figura 2.52. Imagen del tranvía de Sevilla Urbos III. Fuente: [44]

2.2.2.2. Mecanismos de generación de las vibraciones

El origen de las vibraciones producidas por el paso de un vehículo ferroviario tiene lugar a partir de la interacción del propio vehículo con la vía. Más concretamente, la generación de estas excitaciones acontece en la zona de contacto de la rueda y el carril, donde la energía transmitida por el tren a la vía se manifiesta de diferentes formas (entre las que destacan las vibraciones y el ruido).

Centrando la atención sobre las primeras, varios son los mecanismos que las generan. Además, dependiendo de cada mecanismo, las ondas resultantes van a tener unas determinadas características (como por ejemplo, diferentes valores de frecuencia). A continuación, se explicará cada uno de los diferentes mecanismos de generación que se pueden dar para un sistema tranviario.

El movimiento de la carga cuasi-estática

Las vibraciones causadas por el paso de la carga “cuasi estática” son aquellas generadas por la carga constante del tren moviéndose a lo largo del sistema flexible vía-suelo. El peso de un supuesto tren parado crea una deformación estática en los puntos sobre los cuales apoyan las ruedas. Cuando este tren se mueve, la deformación excita cada uno de estos puntos desplazando

las zonas contiguas a lo largo del tiempo. Estos registros del movimiento vienen explicados completamente por el paso de los diferentes ejes del tren.

Este tipo de vibraciones afecta sobre todo a las zonas cercanas a la vía. Para velocidades de tren convencionales, las ondas creadas por este mecanismo se propagan hasta un entorno cercano (aproximadamente una distancia de un cuarto de longitud de onda desde la vía, cuyo valor aproximado puede situarse en el entorno de los 10 m a partir de los carriles). Sin embargo, para vibraciones de baja frecuencia, estas longitudes de onda pueden llegar a ser elevadas, por lo que los edificios cercanos a la vía pueden llegar a ser afectados.

Las excitaciones producidas por el paso de la carga “cuasi-estática” vienen caracterizadas por los siguientes parámetros:

a. La estructuración de ejes y bogies

Las frecuencias de estas excitaciones vienen asociadas al paso tanto de los bogies como de los ejes del tren. Esto es debido a que las mayores amplitudes del movimiento registradas en un punto se manifestarán justo en el momento en el que las ruedas pasen sobre él. Así pues, para trenes con velocidades comerciales habituales, las frecuencias asociadas a este tipo de mecanismo de generación son las más pequeñas que aparecen en un determinado espectro. Esto podrá entenderse mejor a continuación, cuando se explique la influencia de la velocidad.

b. La velocidad del tren

Junto con el anterior, este parámetro define por completo la frecuencia de las deflexiones. En este sentido, a mayor velocidad del tren, mayores frecuencias se inducirán en el terreno. Así, a modo de ejemplo, se tomará un tren de 6 vagones circulando a 100 km/h cuya longitud de cada vagón será de 20 m, la distancia entre dos ejes de un mismo bogie será de 1,8 m y la distancia entre dos centros de bogie consecutivos será de 14,6 m. De esta forma, en la figura 2.53 se pueden apreciar las deflexiones en carril que produce este tren para un instante determinado. También, y esto es lo más interesante, la relación íntima entre picos de desplazamientos y distancias entre centros de bogie y entre ejes.

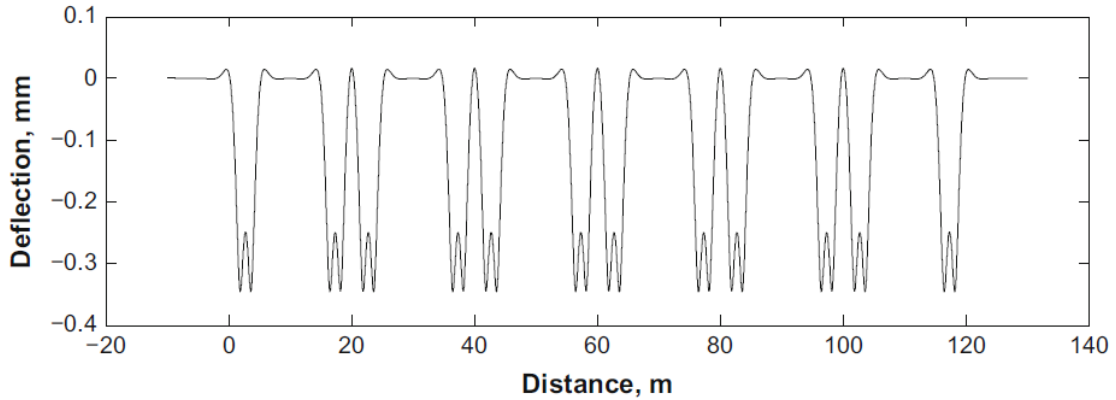


Figura 2.53. Deflexiones originadas en carril en un instante determinado debidas a la carga “cuasi-estática”. Fuente: [45]

Siguiendo con el mismo ejemplo, para la respuesta en términos de desplazamiento en función del tiempo se tienen frecuencias cercanas a 1,90 Hz y a 15,43 Hz tal y como recogen las siguientes ecuaciones, donde f_b y f_e son la frecuencia asociada al paso de los bogies y ejes, v es la velocidad del tren y L_b y L_e , son las distancias entre bogies y ejes respectivamente:

$$f_b = \frac{v}{L_b} = \frac{100/3,6}{14,6} = 1,90 \text{ Hz} \quad (\text{Ec. 2.11})$$

$$f_e = \frac{v}{L_e} = \frac{100/3,6}{1,8} = 15,43 \text{ Hz} \quad (\text{Ec. 2.12})$$

En la figura 2.54 se puede ver el espectro para los desplazamientos de un punto situado en carril para el paso de la carga “cuasi-estática”. Apréciase que las frecuencias dominantes no sobrepasan el umbral de los 17 Hz, que es aproximadamente la frecuencia más alta de las que se ha calculado anteriormente. Por tanto, como se defendía anteriormente, las frecuencias asociadas al paso de la carga “cuasi-estática” serán las más bajas del espectro.

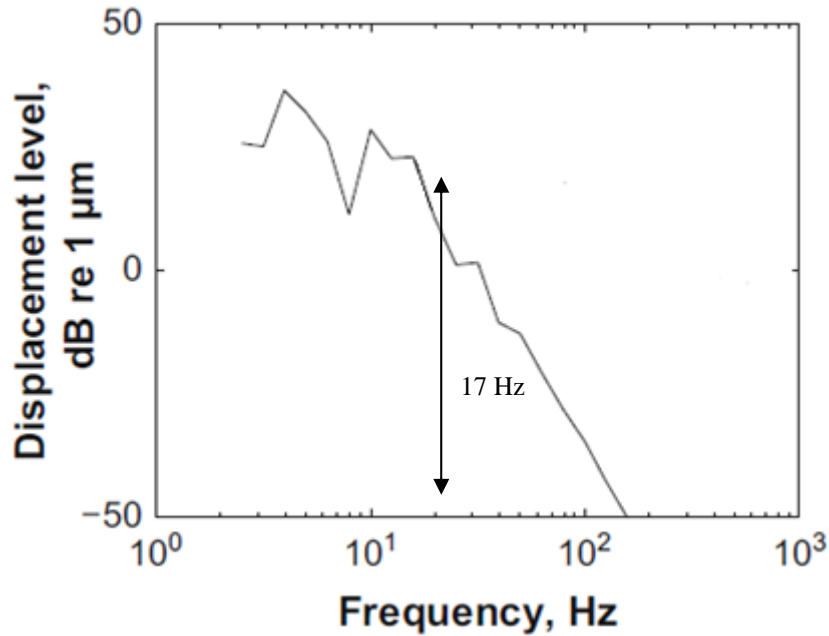


Figura 2.54. Espectro en términos de desplazamiento para un tren pasando a 100 km/h.

Fuente: [45]

c. La carga transmitida por eje

Generalmente, puede ser asumido que las excitaciones provocadas por el mecanismo de generación de la carga “cuasi-estática” son proporcionales al valor de la carga. Es por esto que los trenes de mercancías suponen el mayor problema incluso en ausencia de velocidades de paso elevadas.

Así pues, con los tres parámetros anteriores quedan definidas las características del mecanismo de generación debido a la carga “cuasi-estática”. Para el caso que ocupa en la presente Tesis, las velocidades comerciales son muy bajas, lo cual conlleva que las frecuencias asociadas al paso de bogie y paso de ejes no sobrepasen los 5 Hz en muchos casos. No obstante, este valor también dependerá, como ya se ha explicado, de la estructuración de ejes.

Por lo tanto, para el caso del tranvía Bombardier serie 4200, con una distancia entre ejes de un mismo bogie de 1,85 m y una distancia entre bogies de 11,15 m, y suponiendo una velocidad de 30 km/h, las frecuencias predominantes para el mecanismo de generación del paso de la carga cuasi-estática serán las siguientes:

- En cuanto al paso de ejes de un mismo bogie:

$$f_e = \frac{v}{L_e} = \frac{30/3,6}{1,85} = 4.5 \text{ Hz} \quad (\text{Ec. 2.13})$$

- En cuanto al paso de bogies:

$$f_b = \frac{v}{L_e} = \frac{30/3,6}{11,15} = 0.75 \text{ Hz} \quad (\text{Ec. 2.14})$$

Por tanto, haciendo referencia al mecanismo de generación de la carga cuasi-estática, se puede apreciar cómo el rango de frecuencias importante es relativamente bajo y comprenderá desde 0 a 5 Hz.

Transiciones de rigidez vertical en la vía

La experiencia ha demostrado que en las transiciones entre un tramo de vía sobre estructura y otro sobre terreno, se pueden producir problemas de carácter dinámico (véase la figura 2.55). El tramo ejecutado en el terreno natural tiene una alta subsidencia en comparación con la del puente, lo cual implica que la rigidez de ambos tramos no solamente será distinta sino que podrá llegar a ser muy diferente. Al pasar el tren, y más si es a altas velocidades, este cambio de rigidez se producirá de forma muy brusca y sin apenas transiciones. Como es natural, este fenómeno generará vibraciones problemáticas para la estabilidad de la vía y de los edificios colindantes.

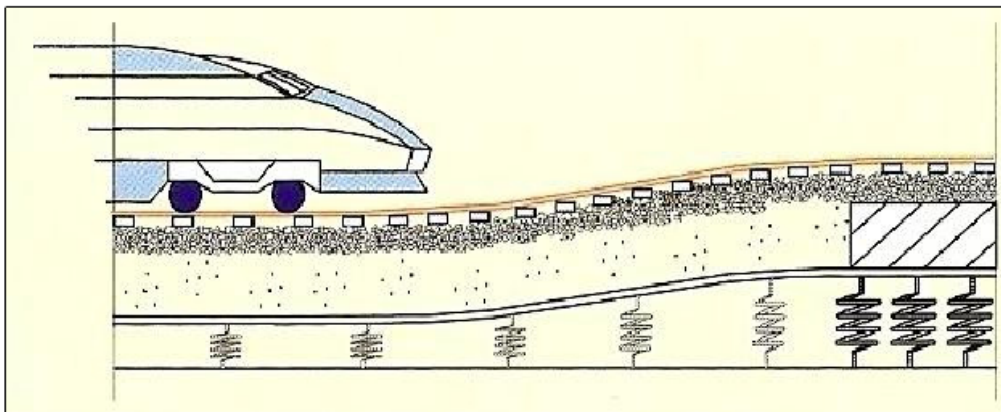


Figura 2.55. Cambio de rigidez en las transiciones de vía. Fuente: [46]

Para poder reducir el efecto que producen estos cambios en el terreno, debemos asegurarnos que las transiciones son suficientemente largas, más cuanto

más grande sea la diferencia entre sus rigideces y cuanto mayor sea la velocidad de paso de los trenes.

Las fuerzas dinámicas

Las fuerzas dinámicas son generadas, como cualquier otra vibración ferroviaria, en la zona de contacto rueda-carril. Se originan a partir de la combinación del perfil irregular del carril y de las imperfecciones en la rueda. Así, este hecho produce la propagación de un nuevo tipo de vibraciones en el terreno. Éste es, de hecho, el mismo mecanismo de excitación que aquél que origina el ruido de rodadura. No obstante, la única diferencia es que en la generación de vibraciones se ven involucradas también mayores longitudes de onda de las imperfecciones.

Son numerosos los posibles desperfectos que pueden causar excitaciones dinámicas en el contacto. Una primera clasificación podría llevarse a cabo diferenciando a los desperfectos como continuos o puntuales. Los primeros se caracterizan por crear una oscilación de las masas no suspendidas continua en el tiempo debido a su carácter periódico (un ejemplo de este caso es el desgaste ondulatorio o las juntas de dilatación). Los segundos suponen un defecto aislado en el carril, por lo que la excitación causada por este mecanismo será transitoria. Otras posibles clasificaciones consisten en separar los defectos del carril de los defectos de la rueda o identificar por separado los defectos de fabricación con los defectos de servicio tanto de la rueda como del carril.

En cualquier caso, la presencia de irregularidades en las zonas donde contactarán la rueda y el carril dará lugar a excitaciones dinámicas que, dependiendo de la magnitud de los desperfectos, podrán producir fuerzas de contacto de una magnitud varias veces superior al valor estático del peso del tren que acelerarán el deterioro de los elementos de rodadura y de la vía y podrán llegar a producir incluso la rotura de las ruedas o carriles.

Como se puede apreciar en la figura 2.56, las frecuencias asociadas a los defectos de vía/ruedas se ocupan de “llenar” la parte del espectro que quedaba vacía (el registro corresponde al mismo tren del que se ha hablado en el caso anterior). Las frecuencias asociadas a este mecanismo de generación vienen indicadas en el espectro (a la derecha).

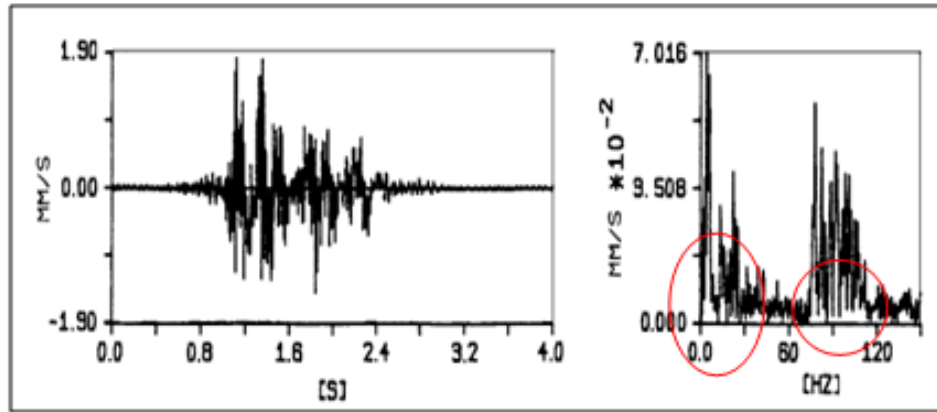


Figura 2.56. Simulación de frecuencia y de velocidad debidas a la carga cuasi-estática, a la onda de avance y a las irregularidades rueda-carril. Fuente: [46]

La longitud de onda λ de cualquier defecto de rueda puntual corresponderá a la multiplicación de 2π y el radio de la rueda (R_{rueda}), tal y como muestra la siguiente ecuación, mientras que la longitud de onda de los defectos del carril corresponderá a la distancia entre defectos.

$$\lambda = 2\pi R_{\text{rueda}} \quad (\text{Ec. 2.15})$$

No obstante, como hay muchos defectos emplazados a la vez en una misma zona del carril, se tendrán defectos de múltiples longitudes de onda.

Así pues, este mecanismo de generación supone la principal causa de la emisión acústica y una de las más importantes de la emisión vibratoria sobre todo a la hora de evaluar el confort del viajero. Por ello, la manera más eficiente de reducir las vibraciones producidas por el tren, será evitando en la medida de lo posible las irregularidades tanto de la vía como del carril planteando un mantenimiento de vía más o menos continuo y un diseño específico de la vía acorde con el tipo de tráfico que va a operar.

3. TRABAJOS DE INVESTIGACION DE LA MEZCLA BITUMINOSA

Tras el exhaustivo estudio del Estado del Arte desarrollado en el capítulo anterior, el presente capítulo busca conocer en primera instancia las principales exigencias físico-mecánicas que deberá cumplir la nueva mezcla bituminosa propuesta. De esta forma, en segunda instancia se plantearán las dosificaciones que se ensayarán durante el capítulo 4.

Por lo tanto, como cabe esperar, estos dos capítulos conformarán el núcleo central de las investigaciones desarrolladas en la presente Tesis Doctoral.

3.1 PROPIEDADES A EXIGIR A LA NUEVA MEZCLA BITUMINOSA Y ENSAYOS A REALIZAR

En este primer apartado, de acuerdo con la información recogida en el Estado del Arte, se definen las propiedades que deberá cumplir la mezcla bituminosa para poder asegurar su adecuado funcionamiento, así como los ensayos que se deben realizar para su caracterización.

3.1.1 Propiedades a exigir a la nueva mezcla bituminosa

El primer objetivo, y como uno de los principales propósitos de la Tesis, es que las mezclas bituminosas tengan una alta capacidad de atenuación de las vibraciones inducidas por el paso de los tranvías en entornos urbanos. Para conseguirlo, las mezclas bituminosas se basan en una de sus características intrínsecas: su capacidad para tener un comportamiento viscoelastoplástico gracias al comportamiento del betún contenido en la mezcla. En caso de obtener un comportamiento elástico (como es el caso de los áridos de las mezclas) no se tendría capacidad de mitigación de vibraciones puesto que éstas se transmitirían completamente de forma elástica al entorno.

Por lo tanto, una de las principales características que se le deben exigir a las mezclas bituminosas es la **viscosidad de las mezclas**. De esta forma, de acuerdo

con [47], para aumentar la viscosidad es necesario que dichas mezclas sean capaces de admitir un mayor porcentaje de betún (lo cual estará en función de sus características). De esta forma, el porcentaje admisible máximo está relacionado con el porcentaje a partir del cual se producen los fenómenos de exudación y de escurrimiento del betún de la superficie de los áridos. Ante la presencia de cualquiera de estos dos fenómenos, el comportamiento real de las mezclas bituminosas diferirá del comportamiento teórico considerado.

Además, siguiendo con las conclusiones de [47], otra de las ventajas que tiene la presencia de mayor contenido en betún es la mayor resistencia a las deformaciones permanentes y a la fisuración por fatiga (lo cual permitirá, a priori, una mayor durabilidad de la mezcla bituminosa).

Por último, dentro de esta primera característica a exigir a las mezclas bituminosas, cabe considerar que si éstas tienen un mayor porcentaje de huecos debidos a la granulometría con similares superficies específicas de árido, se podrá incorporar un mayor porcentaje de betún. Esto es debido a que en la mezcla existiría un mayor volumen que podría ser ocupado por el betún y la superficie de los áridos que debe ser rodeada sería similar. Por lo tanto, en estos casos, la viscosidad de dichas mezclas aumentaría (aunque esta afirmación se puede considerar totalmente cierta salvo en los casos en que dicho porcentaje venga limitado por el fenómeno del escurrimiento del betún de la superficie de los áridos).

El segundo objetivo marcado que se le debe exigir a las mezclas bituminosas para la vía que se está desarrollando en esta Tesis, es la **rigidez de las mezclas**. Este objetivo viene relacionado fundamentalmente con aspectos económicos, puesto que para los casos en los que la rigidez de las mezclas es alta, a igualdad de cargas, el espesor necesario de las capas de firme disminuye respecto a los de las mezclas bituminosas menos rígidas (lo cual conlleva directamente a un abaratamiento de los costes de las mezclas bituminosas).

Como ya se explicó en el capítulo anterior, el módulo de rigidez de una mezcla bituminosa depende tanto de sus propiedades viscosas como de sus propiedades elásticas. Así pues, a mayor viscosidad y a mayor rigidez elástica, el módulo de rigidez será mayor.

Por lo tanto, conseguir una mezcla bituminosa con mayor viscosidad mejorará las dos condiciones que estamos exigiendo a nuestra nueva mezcla bituminosa.

3.1.2 Ensayos a realizar a la nueva mezcla bituminosa

En cuanto a los ensayos a realizar se han establecido dos criterios diferentes. En primer lugar, se obtendrá la capacidad de mitigación de las vibraciones ferroviarias mediante el ángulo de fase de cada una de las mezclas (el cual será uno de los criterios principales a la hora de seleccionar una dosificación u otra).

Su obtención se realizará para cada una de las alternativas, y se hará para una temperatura de 20°C y para frecuencias de 5, 10 y 30 Hz. La frecuencia de 5 Hz será la más significativa, ya que como se ha visto en el capítulo anterior, la frecuencia de paso de ejes de un mismo bogie para un tranvía (que es la más característica) es muy próxima a este valor de frecuencia. En concreto, en su cálculo para un tranvía Bombardier serie 4200 circulando a 30 km/h, se ha obtenido un valor de frecuencia para el paso de ejes de 4.5 Hz.

Además también se obtendrá el coeficiente de amortiguamiento con un ensayo experimental que se desarrollará en el siguiente apartado y se validará con el ángulo de fase obtenido conforme al párrafo anterior.

En segundo lugar, se analizarán las propiedades básicas a partir de los ensayos establecidos por la UNE correspondientes. Estos ensayos serán extraídos del PG-3 y adaptados según las necesidades de la presente Tesis (no hay que perder de vista que el PG-3 está enfocado hacia obras de carretera y el ámbito de esta Tesis es ferroviario). Por lo tanto, se realizará una criba para obtener qué ensayos, y por tanto qué propiedades, son las adecuadas para poder evaluar cada mezcla.

A continuación se lleva a cabo la exposición de los ensayos base adaptados a partir del PG-3. La obtención de los resultados que da cada ensayo servirá como control de que las propiedades básicas y mínimas que debe cumplir una mezcla bituminosa se siguen cumpliendo además de que las propiedades en cuanto a la mitigación de las vibraciones sean mejores o peores.

ENSAYOS SOBRE LA MEZCLA FINALIZADA

- Sensibilidad al agua. UNE-EN 12697-12. Conservación de la resistencia a tracción => 80%.
- Ensayo en pista. UNE-EN 12697-22. Pendiente media = 0.07 mm. Preparación de probetas según UNE-EN 12697-33. Empleo de dispositivo pequeño. Procedimiento B en aire. Duración de 10.000 ciclos a 60°C.
- Resistencia a fatiga. UNE-EN 12697-24. Leyes de fatiga.
- Densidad máxima. UNE-EN 12697-5.
- Densidad aparente. UNE-EN 12697-6.
- Huecos en mezcla. UNE-EN 12697-8. Contenido en huecos entre 5 y 8 % según tabla 542.13 de PG3.
- Huecos en árido. UNE-EN 12697-8. Contenido en huecos =>14%.
- Huecos rellenos. UNE-EN 12697-8.
- Tracción de probetas en seco. UNE-EN 12697-23.
- Tracción de probetas en húmedo. UNE-EN 12697-23.
- Ensayo MARSHALL (estabilidad y deformación plástica) UNE-EN 12697-34.

ENSAYOS AL LIGANTE

- Ensayo de penetración. UNE-EN 1426.
- Punto de reblandecimiento anillo y bola. UNE-EN 1427. - Índice de penetración. UNE-EN 12591 anexo B.
- Punto de fragilidad FRASS. UNE-EN 12593.
- Ductilidad. UNE-EN 13589.
- Solubilidad en tolueno. UNE-EN 12592.
- Contenido en agua (emulsión). UNE-EN 1428.
- Punto de inflamación. UNE ISO 2592.
- Densidad relativa. UNE-EN 15326.

ENSAYOS A LOS ÁRIDOS

a. A la fórmula de trabajo:

- Equivalente de arena > 50 según UNE-EN 933-8. Si no lo es, en todo caso se exigirá que sea > 40 y que el azul de metileno < 10 según Anexo A de UNE-EN 933-9.

b. A los áridos gruesos:

- Porcentaje de caras de fractura UNE-EN 933-5. Proporción de partículas total y parcialmente trituradas de árido grueso en % en masa = 100 %. Proporción de partículas totalmente redondeadas = 0%.

- Granulometría

- Índice de lajas ≤ 25 UNE-EN 933-3

- Coeficiente de los ángulos ≤ 25 según UNE-EN 1097-2

- Limpieza del árido grueso según UNE-EN 933-1. Contenido en finos <0.5% en masa.

c. A los áridos finos:

- Limpieza del árido fino. Exento de terrones de arcilla, materia vegetal, marga y otros componentes que afecten a la durabilidad.

- Granulometría.

- Si se aporta árido fino que no provenga de la trituración de áridos gruesos, debe tener un coeficiente de los ángulos <25

d. Al polvo mineral:

- Granulometría según UNE-EN 933-10. Debe cumplir huso especificado en tabla 542.8 (PG3).

- Finura y actividad. Anexo A de norma 1097-3. Densidad aparente entre 0.5 y 0.8 g/cm³.

Como se ha analizado en el capítulo anterior, las propiedades de las mezclas bituminosas pueden modificarse al envejecer la mezcla. Por este motivo se propone el estudio de la pérdida de las propiedades tanto viscosas como estructurales.

Para ello, en primer lugar se estudiará el porcentaje de reducción del ángulo de fase o factor de amortiguamiento antes y después de envejecer (cuyo ensayo

recibirá el nombre de ensayo de resistencia a envejecimiento en términos de capacidad de atenuación de vibraciones) y en segundo lugar, dado que también es una prioridad el evitar la fisuración prematura de las mezclas, se estudiará el endurecimiento/fragilidad de las mezclas al envejecer. El parámetro que habitualmente se suele emplear para cuantificar esto es el módulo de rigidez tangente a la curva durante un ensayo tensión-deformación y/o la resistencia máxima (ambos parámetros aumentan conforme evoluciona el proceso de envejecimiento, como consecuencia de la fragilización de la mezcla).

En cuanto al método para envejecer la mezcla se utilizará el LTOA, que consiste en calentar una mezcla en horno a 85 °C durante 5 días.

3.1.2.1. Ensayos experimentales para la obtención del factor de amortiguamiento

Se propone excitar dinámicamente diferentes probetas y caracterizar mediante acelerómetros su respuesta vibratoria (es decir, obtener el valor de la aceleración pico registrada para cada mezcla y la forma en que se atenúa la señal vibratoria).

Mediante la comparación de picos, a igualdad siempre de la magnitud de excitación dinámica, es posible realizar comparaciones entre las diferentes magnitudes registradas para así poder establecer qué dosificación atenúa más o menos las vibraciones.

Mediante la caracterización del modo en que la señal se atenúa a lo largo del tiempo, se puede obtener el factor de amortiguamiento de cada una de las dosificaciones. Esta propiedad es intrínseca al material que se está ensayando. Por lo tanto, estos ensayos se podrían realizar sin necesidad de que el nivel de excitación sea constante. Aún así, y como se verá más adelante, se propondrán impactos controlados y no controlados para cada probeta.

Para realizar este ensayo son necesarias un total de 12 probetas prismáticas de dimensiones 60x60x400 (mm). 6 de estas probetas corresponderán a la mezcla AC 22 y las otras 6 a la mezcla SMA-16. Cada una de las 6 probetas contendrá diferentes porcentajes en peso de plásticos reciclados.

Es fundamental imponer unas condiciones de contorno a las probetas de forma que sea fácil siempre reproducirlas de igual forma para así disminuir la variabilidad del ensayo. Por lo tanto, en lugar de apoyar las probetas de forma

continua a lo largo de una determinada superficie, se opta por apoyar dicha probeta sobre dos puntos aislados. De esta forma, se asegura que la probeta no vaya a quedar “coja” y así, la localización de los puntos de apoyo siempre va a quedar controlada.

En general, y antes de entrar en detalle, el croquis del ensayo se muestra en la figura 3.1.

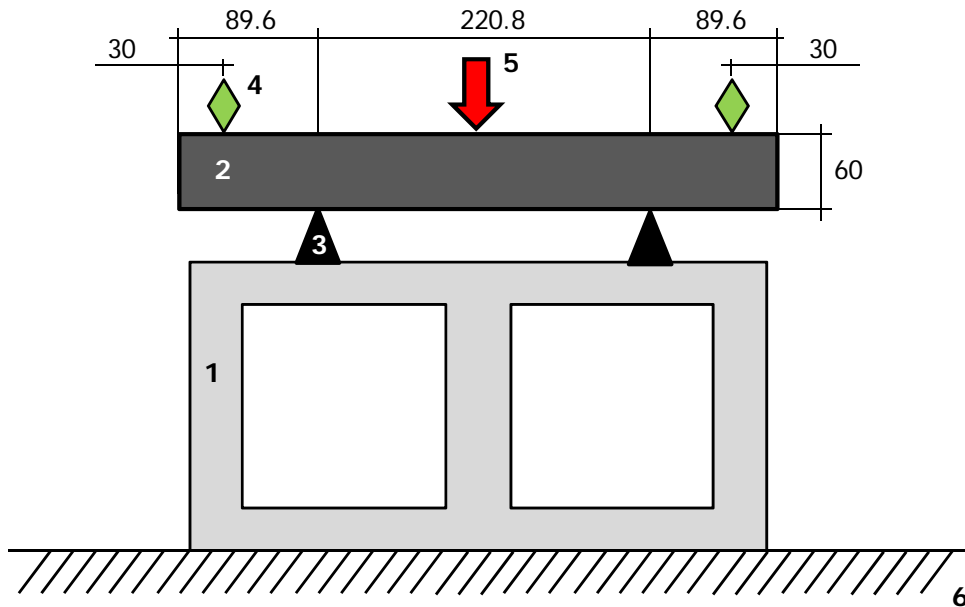


Figura 3.1 Esquema general del montaje. Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en la figura 3.1, se propone que el ensayo se realice sobre un bloque (1) convencional de hormigón apoyado sobre una superficie (6) lo más estable, plana y horizontal posible, lo más recomendable es que el bloque apoye sobre el suelo. Se recomienda evitar apoyar el bloque sobre una mesa ya que esta va a ofrecer vibraciones adicionales cuando se produzca la excitación y esto puede falsear los resultados. Además, cuando se produzca el apoyo del bloque sobre el suelo, el técnico responsable debe asegurarse de que el bloque no se mueve, no baila. El objetivo es que el bloque no apoye sólo sobre determinados puntos del suelo, sino que su apoyo se produzca de forma continua. Si este apoyo no se pudiera conseguir de ninguna de las maneras, se recomienda apoyar el bloque sobre un lecho de material granular como gravilla o incluso arena, siempre asegurando que la superficie vista en planta queda totalmente nivelada.

Las varillas (3) de apoyo interesa que sean lo más rígidas posible. Se recomienda utilizar varillas de acero con sección triangular para que así el apoyo de la probeta (2) sea lo más puntual y exacto posible. La posición de la probeta relativamente al bloque y a las varillas debe realizarse lo más exactamente posible, pues la aceleración resultante depende mucho de la distancia entre los apoyos y de las condiciones de contorno.

Los acelerómetros (4) tienen unos imanes de apoyo inferiores que irán anclados a las placas metálicas de soporte que son colocadas sobre la probeta de forma que los ejes de ambos elementos sean perpendiculares. Estas placas metálicas de soporte vienen pegadas mediante un producto adhesivo (se recomienda el uso del adhesivo de la marca "Pattex") al paramento visto en planta de la probeta de forma que el centro geométrico del acelerómetro coincide en planta con el eje longitudinal de la probeta y con la distancia fijada en la figura al extremo de la probeta. La cantidad a emplear de adhesivo en cada uno de los ensayos siempre deberá ser la misma. Se recomienda medir una cierta distancia de adhesivo cuando se coja del bote (es fácil de medir porque viene en una barra lineal) y siempre utilizar esa misma distancia de referencia.

La excitación, ya sea con fuerza controlada o con fuerza no controlada, ha de darse en el centro geométrico de la superficie superior vista en planta de la probeta. Por lo tanto, en el caso de ser un golpe con fuerza de impacto controlada y mediante un objeto que se deja caer una cierta distancia, el dispositivo que libera el movimiento del objeto ha de ser alineado anteriormente de forma lo más exacta posible. En el caso de que este golpe se realice mediante una excitación de fuerza no controlada, por ejemplo martillo, conviene marcar con rotulador anteriormente el punto sobre el que se debe dar el golpe.

La forma de poder calibrar el experimento es comparar los resultados obtenidos con este ensayo y los ángulos de fase obtenidos en laboratorio, de ahí que las temperaturas de ambos ensayos deban ser iguales, por lo que se optará por la temperatura de 20 °C.

3.1.2.1.1 Selección y comprobación de la adecuación de los acelerómetros

Los acelerómetros deben ser capaces de registrar la señal que se va a manifestar en la probeta. Dada la geometría, densidad y rigidez de la probeta y las condiciones de apoyo, se puede calcular los modos propios de vibración para los cuales la probeta va a moverse. En este sentido, se exigen las siguientes condiciones:

- ✓ La frecuencia correspondiente al modo propio de vibración natural de la probeta debe estar dentro de su rango de frecuencias medibles.
- ✓ La frecuencia correspondiente al modo propio de vibración natural de la probeta debe ser 4 o 5 veces menor que la frecuencia de muestreo del acelerómetro.

Estas dos condiciones hacen referencia al modo propio fundamental de la probeta. Sin embargo, se conoce que dicha probeta posee más modos propios de vibración. Por lo tanto, el acelerómetro será más adecuado para el ensayo cuantos más modos propios de vibración pueda registrar. Los acelerómetros destinados para el ensayo son los Fast Tracer de la marca SEQUIOA. Estos acelerómetros poseen una frecuencia de muestreo de los resultados de 8192 datos/s y un rango de frecuencias posible de 0 a 2500 Hz. Por lo tanto, la limitación en cuanto a frecuencia la marca la frecuencia de muestreo. La frecuencia máxima que va a poder registrarse será igual a $8192/5 = 1638$ Hz.

Debido a lo anteriormente expuesto, el diseño del experimento planteado en esta Tesis exige la realización de un análisis modal preliminar de las probetas a ensayar. Para obtener las diferentes frecuencias propias de vibración de la probeta objeto de estudio se ha empleado un programa de cálculo comercial ANSYS. Así pues, introduciendo los datos correspondientes a las probetas que se van a analizar se han obtenido los siguientes modos propios de vibración mediante el desarrollo de un análisis modal (véase figuras 3.2 a 3.7).

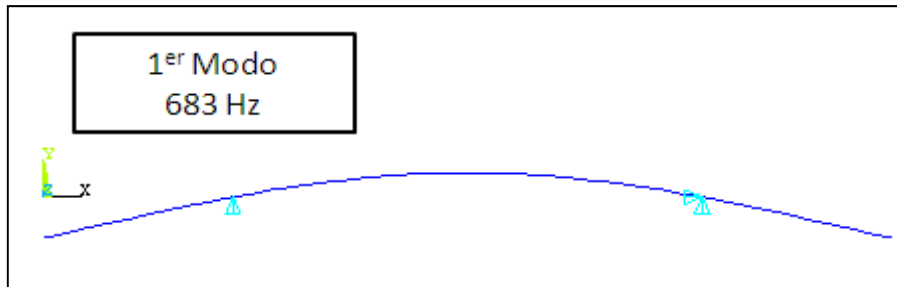


Figura 3.2 Frecuencia correspondiente al primer modo de vibración.
Fuente: Elaboración propia

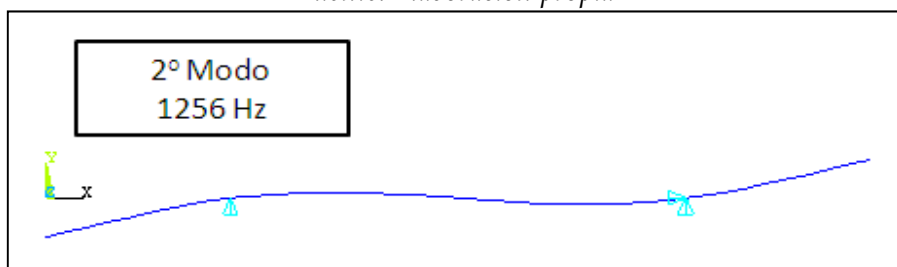


Figura 3.3 Frecuencia correspondiente al segundo modo de vibración.
Fuente: Elaboración propia

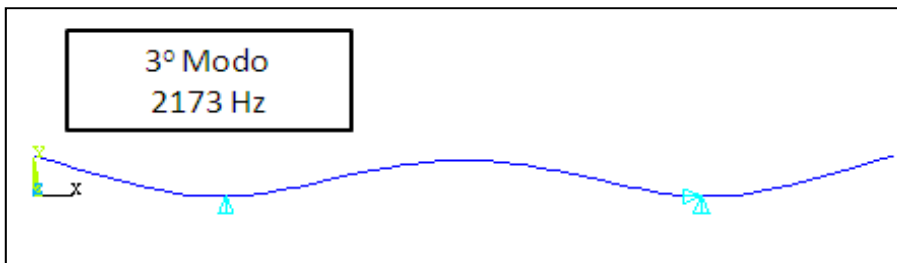


Figura 3.4 Frecuencia correspondiente al tercer modo de vibración.
Fuente: Elaboración propia

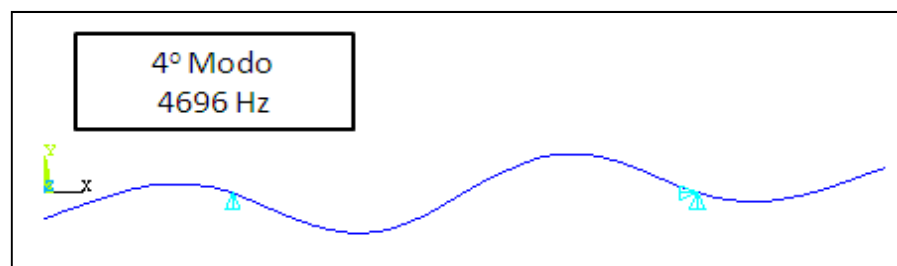


Figura 3.5 Frecuencia correspondiente al cuarto modo de vibración.
Fuente: Elaboración propia

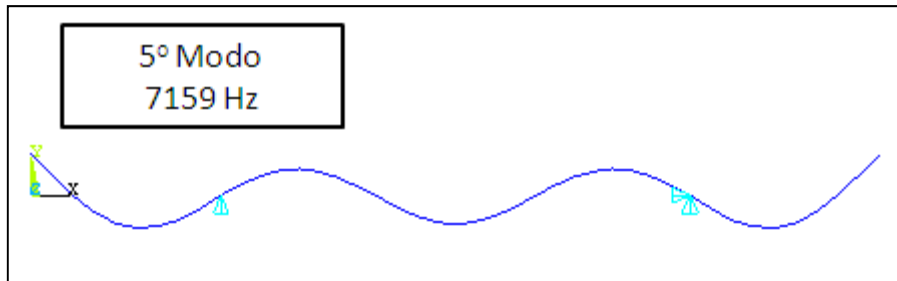


Figura 3.6 Frecuencia correspondiente al quinto modo de vibración.

Fuente: Elaboración propia

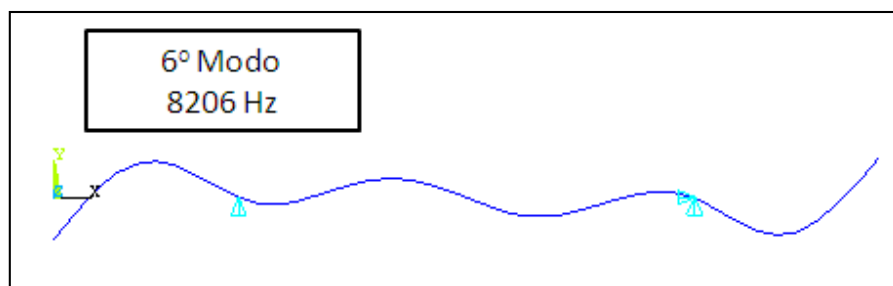


Figura 3.7 Frecuencia correspondiente al sexto modo de vibración.

Fuente: Elaboración propia

A la vista de los resultados, se puede observar que los acelerómetros destinados al ensayo pueden registrar hasta el segundo modo propio de vibración del sistema. Por lo tanto, en cuanto al rango de frecuencias, dichos acelerómetros son válidos.

Por otra parte, los mismos acelerómetros han poseer un rango de medición de la aceleración de $\pm 5g$, es decir, de $\pm 49 \text{ m/s}^2$. Mediante el mismo programa de elementos finitos, se ha desarrollado un modelo transitorio. Se ha modelizado el impacto de una masa de 0.5 kg cayendo desde un metro de altura e impactando contra la probeta con un tiempo de impacto igual a 0.01 s. La fuerza resultante de impacto se ha estimado en 280 N.

Como se puede apreciar, esta fuerza de impacto es algo elevada ya que podría ser la correspondiente a una persona de baja estatura. Sin embargo, esta fuerza de impacto va a quedar del lado de la seguridad ya que lo que interesa ahora comprobar que la aceleración que deban medir los acelerómetros sea menor que la máxima en valor absoluto que pueden llegar a registrar, esto es 49 m/s^2 . A

partir de la modelización realizada se ha obtenido un pico máximo de aceleraciones de 25 m/s^2 que queda dentro del rango establecido. Por lo tanto, se puede decir completamente que los acelerómetros propuestos son válidos para realizar el ensayo.

3.1.2.1.2 Procedimiento de ensayo

A continuación, se detalla el procedimiento a seguir para realizar el ensayo. Se incluyen dos procedimientos de forma separada: El primero para una fuerza de excitación controlada dejando caer un objeto desde una altura fija, que se emplea para la caracterización de la amplitud de las vibraciones, y el segundo para una fuerza de excitación no controlada mediante un martillo de impacto instrumentado con la que se obtiene el factor de amortiguamiento.

a. Fuerza de excitación

Este procedimiento se enfoca sobre todo al caso en el que se busca comparar la aceleración pico que se obtiene en cada una de las dosificaciones. El procedimiento es el siguiente.

- ✓ Se coloca sobre el punto donde vaya a caer posteriormente la bola metálica una masa de plastilina de dimensiones siempre constantes y de espesor tal que se asegure que cuando la bola caiga no llegue a contactar directamente contra la superficie de la probeta de asfalto. Esto se hace así para evitar que la bola rebote contra el asfalto y dicho rebote pueda perturbar la señal transitoria.
- ✓ Se utiliza una bola de acero de 380 g que se deja caer desde una altura de 30 cm hasta la superficie de la probeta ensayada.
- ✓ Se instalan las placas soporte de los acelerómetros mediante el producto adhesivo. Hay que tener en cuenta que hay que ensayar muchas probetas y que conviene reutilizar las placas soporte. Esto se advierte ya que si al terminar cada ensayo no se elimina inmediatamente el "Pattex" de la base de las placas, después es muy difícil eliminarlo ya que endurece excesivamente. Por lo tanto, se recomienda retirar el producto adhesivo de la placa una vez haya terminado cada ensayo.

- ✓ Se conectan los acelerómetros y se activa el registro de mediciones. Conviene que el tiempo en el que los acelerómetros estén registrando sea el más pequeño posible para así evitar el que después haya demasiados datos y los archivos pesen mucho.
- ✓ Se ejecutan 8 golpes sobre cada probeta ensayada.

b. Fuerza de excitación no controlada

La ventaja del anterior procedimiento es que la excitación que soporta la probeta tiene siempre la misma magnitud. Sin embargo, el hecho de que el impacto de la bola no suponga un golpe seco no ofrece una señal del todo pura sobre la probeta y ello puede contribuir a que la disipación de la señal se distorsione. Sin embargo, el objetivo del anterior ensayo, la caracterización de picos máximos, se consigue sin problemas.

En el caso del presente procedimiento, la desventaja es que la señal vibratoria no va a venir nunca originada por la misma fuerza de impacto. Sin embargo, lo que se persigue obtener en este caso es el factor de amortiguamiento de cada probeta, el cual no depende de la magnitud de la fuerza de impacto. El procedimiento es el siguiente:

- ✓ Se marca el punto central donde se impactará con el martillo.
- ✓ Se instalan las placas soporte de los acelerómetros mediante el producto adhesivo. Hay que tener en cuenta que hay que ensayar muchas probetas y que conviene reutilizar las placas soporte. Esto se advierte ya que si al terminar cada ensayo no se elimina inmediatamente el "Pattex" de la base de las placas, después es muy difícil eliminarlo ya que endurece excesivamente. Por lo tanto, se recomienda retirar el producto adhesivo de la placa una vez haya terminado cada ensayo.
- ✓ Se conectan los acelerómetros y se activa su el registro de mediciones. Conviene que el tiempo en el que los acelerómetros estén registrando sea el más pequeño posible para así evitar el que después hayan demasiados datos y los archivos pesen mucho.
- ✓ Se ejecutan 8 golpes sobre cada probeta ensayada.

El resultado directo que se obtiene en los ensayos relacionados con las propiedades viscosas de las mezclas bituminosas es el ángulo de fase. Los modelos numéricos, sin embargo, para tener en cuenta la capacidad de disipación de la señal vibratoria, utilizan el coeficiente β de la formulación de Rayleigh [48], por lo que a continuación, se indicará el camino a recorrer para relacionar ambos factores:

- Se sabe que el coeficiente de pérdidas η del asfalto está íntimamente relacionado con el ángulo de fase ϕ [49] de la siguiente forma:

$$\eta = \tan \phi \quad (\text{Ec. 3.1})$$

- Por consiguiente, el factor de amortiguamiento ξ del material ensayado se obtiene directamente a partir de la siguiente expresión:

$$\xi = \frac{\eta}{2} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

- Y a partir de la teoría de Rayleigh y del factor de amortiguamiento obtenido se calcula el coeficiente β de Rayleigh como sigue, donde ω es la frecuencia predominante en rad/s de vibración en el modelo numérico:

$$\beta = \frac{2\xi}{\omega} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

3.1.2.2. Diseño ensayo de envejecimiento.

En el presente apartado se describirá cuál será el procedimiento a seguir para desarrollar los ensayos de envejecimiento. Cabe aclarar antes de nada que el proceso de envejecimiento acelerado no es un ensayo en sí mismo ya que no se obtienen resultados característicos a partir de su realización. Se necesitan unos ensayos auxiliares que, realizados antes y después de envejecer, permitan obtener el cambio que ha sufrido una dosificación al haberse oxidado mediante envejecimiento respecto a los resultados obtenidos a partir de dichos ensayos.

El proceso de envejecimiento tiene lugar a lo largo de toda la vida de una mezcla bituminosa, tanto en planta, como durante el mezclado, puesta en obra y vida útil. El envejecimiento de una mezcla bituminosa se desarrolla sobre todo por el fenómeno de la oxidación y ésta a su vez viene favorecida con la temperatura. La temperatura que sufre un betón en primer lugar y una mezcla

disgregada en segundo lugar, es muy elevada durante las fases de almacenamiento, mezclado y puesta en obra aunque se da durante un breve período de tiempo. Sin embargo, la temperatura que sufre una mezcla bituminosa ya compactada durante su vida útil es mucho más reducida pero durante un período de tiempo mucho más largo.

Hasta ahora, la norma determina diferentes procesos para envejecer los betunes y diferentes ensayos auxiliares para controlar la modificación de los parámetros característicos. Sin embargo, se conoce que los áridos y sobre todo el filler juegan un papel muy importante en el proceso de envejecimiento de una mezcla bituminosa. Estos materiales pétreos protegen en cierta forma del envejecimiento al betún y por ello es importante contar con su presencia durante el proceso de envejecimiento acelerado. Por esta razón, la presente Tesis Doctoral busca realizar un proceso de envejecimiento acelerado que afecte a una mezcla completa.

Durante el análisis del Estado del Arte, se han estudiado diferentes formas de envejecer una mezcla bituminosa. Éstas son las siguientes:

- ✓ Envejecimiento mediante aplicación de altas temperaturas o temperatura más presión sobre un betún aún sin mezclar con materiales pétreos.
- ✓ Envejecimiento mediante aplicación de altas temperaturas sobre una mezcla disgregada. Es decir, una mezcla previa a ser compactada. Mediante este proceso se simula el envejecimiento que sufre una mezcla bituminosa a corto plazo, es decir, durante su puesta en obra.
- ✓ Envejecimiento mediante la aplicación de temperaturas medias sobre una probeta ya compactada. Mediante este proceso se simula el envejecimiento que sufre una mezcla bituminosa a largo plazo, es decir, a lo largo de su vida útil.

Siguiendo un procedimiento llamado LTOA recomendado por el *Strategic Highway Research Program (SHRP)*, se llevará a cabo un proceso de envejecimiento sobre probetas compactadas consistente en calentar con horno de aplicación de aire forzado las probetas durante 5 días a una temperatura de 85 °C. Como ya se ha dicho anteriormente, los ensayos auxiliares se realizarán antes y después de

envejecer. Dichos ensayos son el ensayo desarrollado para obtener la resistencia a envejecimiento en términos de capacidad para atenuar vibraciones y la resistencia a envejecimiento en términos estructurales (ambos procedimientos se explican a continuación).

Antes de seguir adelante, se recomienda calentar diferentes probetas de prueba durante el tiempo y la temperatura especificados para así poder comprobar que dichas probetas no sufren ningún daño mediante este procedimiento. Podría pasar que, al contener las probetas del proyecto mucho betún o tener unas dimensiones reducidas, sufrieran daños irreversibles y esto produjera problemas para el trascurso del proyecto.

3.1.2.2. Ensayo de envejecimiento en términos de capacidad de atenuación de vibraciones

Una de las causas del fenómeno de envejecimiento es el endurecimiento de las mezclas bituminosas y por lo tanto la pérdida parcial de sus características viscosas. Es bien sabido que el ángulo de fase (y por lo tanto el coeficiente de pérdidas así como también el factor de amortiguamiento) se reducen en consecuencia de la oxidación que sufre el betún que compone las mezclas. Por lo tanto, mediante el ensayo desarrollado en el punto anterior, se busca obtener esta reducción de las propiedades viscosas, considerando como la mezcla más resistente a envejecimiento aquella en la que los parámetros mencionados vengán reducidos en menor medida.

A diferencia del ensayo de envejecimiento en términos estructurales, este ensayo no es destructivo. Por lo tanto, no es necesario el duplicado de las probetas ya que las mismas probetas que se ensayan antes de envejecer son las que se ensayan después de envejecer. Asimismo, se recomienda ensayar todas las probetas antes de pasadas 24 horas desde que acabó el proceso de envejecimiento.

Así pues, la forma de proceder consiste en los siguientes pasos:

- ✓ Realizar el nuevo ensayo diseñado mediante “fuerza de excitación no controlada” descrito en el apartado anterior sobre una probeta del material antes de envejecer y calcular el factor de amortiguamiento inicial.
- ✓ Someter la muestra al proceso de envejecimiento acelerado.

- ✓ Realizar nuevamente el ensayo indicado en el paso 1, teniendo ahora el material envejecido, para calcular el factor de amortiguamiento envejecido.
- ✓ Comparar los valores del factor de amortiguamiento obtenidos.

3.1.2.2.2. Ensayo de envejecimiento en términos estructurales

Como se ha dicho anteriormente, una de las causas más importantes del proceso de envejecimiento de una mezcla bituminosa es su endurecimiento y consecuente fragilización. De esta forma, las mezclas bituminosas, una vez envejecidas, se vuelven más rígidas, más frágiles y menos resistentes. El ensayo propuesto para poder contemplar el cambio de estos tres parámetros es el ensayo de tracción indirecta. El objetivo de este es llevar a rotura mediante una velocidad de desplazamiento siempre constante a cada una de las probetas fabricadas para este ensayo.

Fundamento

El fundamento teórico de este ensayo es poder recoger mediante un mismo procedimiento el cambio que sufre el asfalto en términos de fragilidad, rigidización y reducción de la resistencia a rotura al haber sufrido un proceso de envejecimiento a largo plazo. Estos tres parámetros pueden ser obtenidos a partir de una curva de carga desplazamiento cuando la carga se aplica a lo largo de la generatriz de una probeta cilíndrica. Así pues, la fragilidad puede evaluarse registrando el desplazamiento cuando se da la rotura de la probeta; la resistencia a rotura, mediante el valor máximo de carga aplicado; y la rigidización, registrando la pendiente del tramo elástico de la curva desde el inicio del ensayo hasta antes de producirse la carga máxima.

En la figura 3.8 se muestra la curva respuesta fuerza-desplazamiento de un ensayo teórico para una mezcla bituminosa antes y después de envejecer.

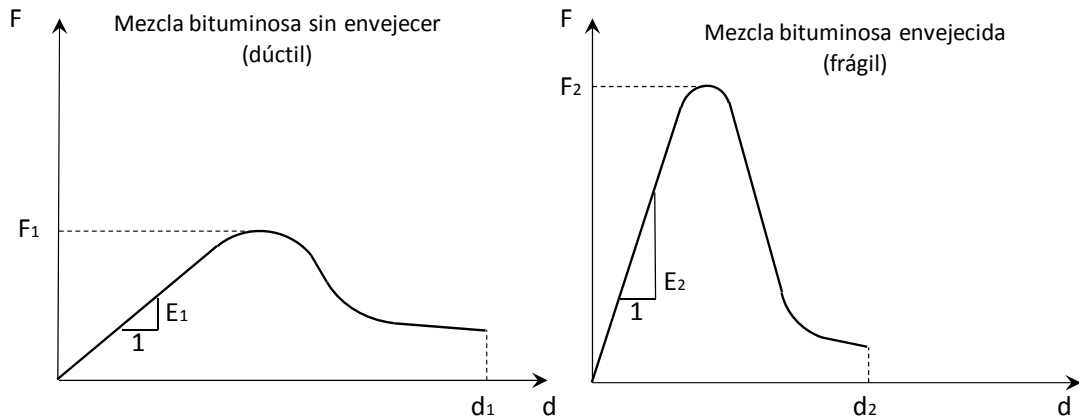


Figura 3.8 Resultados teóricos de la relación fuerza-desplazamiento en un ensayo a tracción indirecta de una mezcla bituminosa sin envejecer (izquierda) y envejecida (derecha). Fuente: Elaboración propia

Así, según la nomenclatura utilizada en las anteriores gráficas, cuando la mezcla envejece su carga de rotura aumenta ($F_2 > F_1$), se reduce la deformación última ($d_2 < d_1$) y aumenta su rigidez tangente ($E_2 > E_1$).

No obstante, el aspecto más importante a tener en cuenta es la ductilidad del material. Interesa que el material sea dúctil y que conserve esta propiedad en el tiempo. En este sentido, según la bibliografía especializada, la rigidez se establece como un parámetro adecuado para caracterizar la ductilidad, cumpliéndose que cuanto mayor es el aumento de la rigidez, mayor es la pérdida de ductilidad. Por tanto, se decide estudiar su variación en el proceso de envejecimiento para caracterizar la reducción de la ductilidad de las mezclas bituminosas.

Probetas necesarias

Al ser este un procedimiento de ensayo destructivo, se necesitan el doble de probetas que dosificaciones se tengan. Así pues, se necesitan 24 probetas (2 para cada dosificación de la mezcla AC22 y otras 2 para cada dosificación de la mezcla SMA-16). El tamaño de las probetas será siempre el mismo. El diámetro será de 100 mm y la altura de 63 mm.

Montaje del ensayo

El ensayo se realiza de forma similar al propuesto en la normativa UNE-EN 12697-23 (determinación de la resistencia a tracción indirecta de probetas bituminosas).

Condiciones a la hora de realizar el ensayo

Además, la temperatura recomendada de ensayo es de 25°C y la velocidad con la que se controla el desplazamiento será de 10 mm/minuto.

Procedimiento de ensayo

Similar al descrito en la norma UNE-EN 12697-23. Sin embargo, no sólo interesará el valor del esfuerzo en rotura, sino también la obtención de toda la curva carga-desplazamiento.

Entonces, la forma de proceder consiste en los siguientes pasos:

- ✓ Realizar el ensayo de tracción indirecta, según lo indicado anteriormente, sobre una probeta del material antes de envejecer y calcular la rigidez tangente a partir de la curva carga-desplazamiento registrada.
- ✓ Someter la muestra al proceso de envejecimiento acelerado.
- ✓ Realizar nuevamente el ensayo indicado en el paso 1, teniendo ahora el material envejecido, para calcular la rigidez tangente a partir de la curva carga-desplazamiento registrada.
- ✓ Evaluar el aumento de la rigidez en el proceso de envejecimiento.

3.2. DOSIFICACIONES DE LA NUEVA MEZCLA BITUMINOSA INCORPORANDO NFU

La presente Tesis Doctoral tiene como principal objetivo desarrollar una nueva dosificación de mezcla bituminosa de elevada viscosidad mediante la revalorización de residuos. Esta elevada viscosidad permite, entre otros muchos aspectos ventajosos, aumentar el poder atenuador de vibraciones en el ámbito ferroviario gracias a la capacidad de disipación de energía interna que posee este tipo de materiales.

En cuanto a la reutilización de residuos de diferentes ámbitos, hoy en día, multitud de administraciones promueven el reciclaje de materiales de desecho reutilizables como materias primas en el mundo de la construcción. Sin ir más lejos, y utilizando esto como ejemplo, el 5 de octubre de 2001 se aprobó en España el Plan de neumáticos fuera de uso (NFU) con el que se da prioridad al uso de este material residual siempre y cuando su aplicación en una obra determinada sea técnica y económicamente viable.

Para conseguir estos objetivos, el presente apartado expone una propuesta de alternativas a ensayar a partir de los ensayos ya especificados en el apartado anterior. De esta forma, se obtendrán unos primeros criterios que servirán de base para poder realizar una selección de la alternativa óptima.

Para ello, en primer lugar se expondrá en el apartado 3.2.1 qué mezcla bituminosa en caliente se ha seleccionado como base. Sobre esta dosificación inicial, más tarde, se añadirán los aditivos oportunos.

En segundo lugar, en el apartado 3.2.2 se presentarán los aditivos que se van a emplear y se mostrará la proporción en la que se considerará cada aditivo de cara al futuro análisis estadístico.

En tercer lugar, en el apartado 3.2.3 se planteará el diseño de experimentos para así poder obtener la influencia de cada elemento tenido en cuenta en las alternativas planteadas.

Finalmente, en el apartado 3.2.4 se caracterizará económicamente el coste de cada una de las alternativas planteadas. Este criterio se tendrá en cuenta a la hora de elegir una dosificación u otra, además de otras valoraciones técnicas que se obtengan a partir de los ensayos de laboratorio.

3.2.1. Composición de la mezcla bituminosa en caliente básica sobre la cual se añadirán los aditivos.

En principio, se plantea que, para un tramo de vía genérico, el firme de la nueva vía en placa va a estar compuesto por una única dosificación que va a ser aquella que resulte ser económica y a la vez altamente mitigadora de vibraciones. Por otra parte, desde esta capa hasta la cota superior de la vía en placa se podrá colocar otro tipo de mezcla bituminosa convencional sin capacidad

amortiguadora, ya que las vibraciones se producen y se transmiten del patín del carril hacia abajo.

La naturaleza de la capa superior dependerá seguramente de las especificaciones de la ciudad en cuestión para el diseño de firmes, por lo que en esta Tesis se va a hacer el estudio solamente de la dosificación óptima para la capa inferior. De esta forma, en el presente apartado se buscará una dosificación base de mezcla bituminosa que se utilice en carreteras para capa intermedia y posteriormente se establecerá qué aditivos se van a emplear para dotar a dicha mezcla de mayor viscosidad.

De acuerdo con [39], las capas intermedias pueden ser mezclas bituminosas en caliente densas (D) o semidensas (S). A continuación, se procede a realizar la selección del tipo y dotación de ligante, granulometría del árido, dotación de polvo mineral, etc.

- **Tipo de ligante hidrocarbonado:** según [39] la zona térmica estival correspondiente a la provincia de Alicante es media. Al igual que en el punto anterior, se considerará un tráfico equivalente pesado de diseño para el tranvía de T2. Por tanto, según la tabla 542.1 de [39], se selecciona un ligante tipo B 60/70.
- **Dotación mínima de ligante:** según [19], el contenido de betún para este tipo de mezclas modificadas con polvo de caucho de neumático suele estar contenido entre el **5.2 y el 5.5% en masa sobre el total de la mezcla**. Por tanto, el contenido de ligante deberá quedar aproximadamente dentro de este intervalo.
- **Granulometría:** El huso granulométrico seleccionado es el 22 según la tabla 542.9. Además, se elige una granulometría semidensa ya que según [19] es la que mejor se comporta para el caso en el que en la dosificación se emplee NFU.
- **Polvo mineral:** según [39], la relación ponderal recomendable entre los contenidos de polvo mineral y ligante hidrocarbonado debe ser de 1.

A partir de lo indicado anteriormente, se establece la elección de la alternativa **AC 22 bin B60/70 S** como dosificación base para la capa inferior. A

partir de esta dosificación se propone aditivarla con los componentes que se exponen en el siguiente apartado.

3.2.2. Aditivos a emplear para aumentar la viscosidad de la mezcla.

Se propone inicialmente estudiar el efecto de diferentes tipos de residuos sobre la viscosidad de las mezclas bituminosas. Además de la viscosidad, también se plantea estudiar propiedades importantes como la durabilidad, rigidez, resistencia a envejecimiento, etc. Los componentes reciclables planteados en un primer término son los siguientes:

- ✓ Neumático fuera de uso (NFU), también conocido como polvo de caucho de neumático, consiste en un material procedente de la trituración de neumáticos anteriormente desechados cuya adición a un betún tiene dos efectos principales. Por una parte, se produce un fenómeno físico mediante el cual el polvo de caucho actúa como espesante, aumentando la viscosidad del ligante, lo cual permite envolver los áridos con películas más gruesas de betún sin que se produzcan escurrimientos ni exudaciones (obviamente, el empleo de mayor cantidad de betún es la causa de que la mezcla obtenga una mayor viscosidad). Por la otra parte, se produce un fenómeno químico mediante el cual el polvo de neumático modifica la reología de los betunes, de manera que aumenta su elasticidad y disminuye la susceptibilidad térmica (sin embargo, la modificación reológica es menor que la que puede causar un elastómero nuevo). Además, dependiendo del tiempo de digestión del NFU dentro del seno de la dosificación a modificar, se podrá tener una mayor o menor reacción química entre el betún y las partículas de NFU. Las reacciones químicas entre ambos elementos son muy beneficiosas para la reología del betún ya que, entre otros aspectos, aportan viscosidad y propiedades antioxidantes (sin embargo, un proceso muy largo de digestión hace que el proceso de producción de una mezcla con NFU sea ineficiente). Por tanto, dependiendo de si el NFU se añade por vía húmeda o vía seca, se debe seleccionar muy bien el tiempo de mezclado o digestión. La efectividad en el mezclado del NFU y las propiedades finales

obtenidas dependen del tipo y naturaleza del betún, de la granulometría y proceso de obtención del polvo de caucho de neumático y también de la temperatura a la cual se realiza el mezclado y el tiempo, como se ha indicado anteriormente.

- ✓ Fíller de recuperación obtenido de forma natural. En las centrales de fabricación, el fíller obtenido mediante ciclones a partir del árido inicial muchas veces es descartado ya que se pone en duda su calidad. Por esta razón, comúnmente se tiende a sustituir total o parcialmente el contenido en fíller de recuperación por fílleres comerciales o especialmente preparados. Esta sustitución se da en mayor o menor medida dependiendo de la calidad exigida a la mezcla final y/o el tráfico al que vaya a tener que estar sometido durante su vida útil. El estudio de la influencia de este porcentaje de sustitución viene motivado ya que en la práctica se ha visto que los fílleres de recuperación obtenidos a partir de ciertas naturalezas de áridos son totalmente aptos para ser empleados en la dosificación en un 100%. Sin embargo, su uso en determinadas ocasiones no viene contemplado en la normativa y si viene, se permite sustituir al fíller comercial sólo en un 50%.
- ✓ Fibras de celulosa. El empleo de este material es de uso generalizado en toda Europa para también poder confeccionar asfaltos con alto contenido en ligante. Generalmente, y por separado, este componente aporta una elevada estabilidad y durabilidad a las mezclas.

Por lo tanto, mediante la combinación de los anteriores componentes, se busca llegar a la dosificación óptima que, además de ser adecuada para atenuar las vibraciones, sea válida para formar parte del sistema estructural tranviario.

Siguiendo con el proceso de investigación, una vez obtenida la fórmula de trabajo de las mezclas a emplear, se deberán obtener las propiedades estructurales oportunas.

3.2.3. Dosificaciones a ensayar para obtener la influencia de los aditivos.

En el presente apartado se propone diseñar la dosificación conjunta de cada alternativa a ensayar. El objetivo de estos ensayos es doble. Por una parte, se comprobará qué valor del ángulo de fase se obtiene mediante las mezclas planteadas, valorando si son técnicamente viables o no para conseguir el objetivo del proyecto: la mitigación de las vibraciones ferroviarias (para esto se requiere un ángulo de fase elevado). Por otra parte, mediante el diseño de experimentos ANOVA planteado en el presente apartado, se busca averiguar cuáles de los aditivos propuestos (NFU, filler de recuperación y fibras de celulosa) son significativos en la viscosidad de la mezcla bituminosa base planteada anteriormente. Para ello, se ha realizado un diseño de experimentos donde las alternativas cumplen el criterio estadístico de ortogonalidad. Esto se expone a continuación.

Como ya se ha dicho, el estudio se realizará para la mezcla AC 22 bin B60/70 S. Para realizar el estudio estadístico, hay que proponer una proporción baja y una alta de cada uno de estos elementos para así poder ser combinados en cada prueba a realizar en el ANOVA (posterior estudio estadístico). De esta forma se podrá saber mediante análisis estadístico el efecto por separado de cada componente.

Las proporciones propuestas para cada componente serán las siguientes (la que mayor proporción de aditivo presente será representada con el signo +, y con un - para las que menos % tengan):

- ✓ **NFU con tamaño máximo de partícula de 0.5 mm:**
 - (NFU+): 1% en peso respecto del total de la mezcla. Para esta opción, se deberá ajustar la curva granulométrica de áridos en volumen ya que se dosifica más de un 0.5% de NFU.
 - (NFU-): 0.5% en peso respecto del total de la mezcla.
- ✓ **Proporción de filler de recuperación:**
 - (Filler de recuperación+): 100% de filler de recuperación
 - (Filler de recuperación-): 0% de filler de recuperación

✓ **Fibras de celulosa:**

- (Fibras de celulosa+): 0.3% en peso del árido
- (Fibras de celulosa-): 0.15% en peso del árido

Con la intención de combinar los componentes anteriores y así poder averiguar su efecto en la mitigación de vibraciones, en la tabla 3.1 se propone una serie de alternativas que formarán parte del análisis estadístico posterior. En cada una de ellas se dispondrá de una proporción mayor o menor de cada uno de sus componentes. Además, se ha añadido a la izquierda la proporción de betún a emplear para cada alternativa (que será mayor o menor según el porcentaje de NFU que, como ya se ha indicado anteriormente, va a actuar entre otros aspectos como espesante de las mezclas).

El diseño del experimento se corresponde conforme a un ANOVA (análisis de la varianza) ²³ con experimentos doblemente replicados. Es decir 3 factores (NFU, FILLER Y FIBRAS por ejemplo) a dos niveles cada factor (+ y -) y dos resultados para cada prueba (es decir, habrá que duplicar el ensayo para cada dosificación). El hecho de duplicar el ensayo para cada dosificación se debe a que de no hacerlo así, el número grados de libertad residuales del análisis sería muy bajo y por lo tanto se tendría un ANOVA poco potente del que no se podrían obtener conclusiones claras. El número de grados de libertad mínimo debe ser siempre de 4, el recomendable está en torno a 10 y en el presente caso, el número de grados de libertad, respetando este diseño de experimento, es de 9. Con esto, se podrá estudiar el efecto individual de cada factor y además si existe alguna interacción doble entre factores.

PRUEBA	LIGANTE % respecto del total de la mezcla	NFU % respecto del total de la mezcla	FILLER RECUPERACIÓN % respecto del total del contenido en filler	FIBRAS % en peso del árido
1	4.7	0.5	0	0.15
2	4.7	0.5	0	0.30
3	4.7	0.5	100	0.15
4	4.7	0.5	100	0.30
5	5.5	1	0	0.15
6	5.5	1	0	0.30
7	5.5	1	100	0.15
8	5.5	1	100	0.30

Tabla 3.1. Diseño de experimentos ANOVA para dosificaciones con NFU.

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 3.1 se puede apreciar que el criterio de la ortogonalidad se cumple perfectamente. Para cada uno de los niveles propuestos para cada alternativa, siempre está presente cada uno de los niveles en los que se encuentran los demás aditivos.

3.2.4. Caracterización económica de cada una de las alternativas planteadas.

En el presente punto se va a estimar el coste económico de cada una de las alternativas planteadas. De esta forma se tendrá un criterio más, y de los más importantes, a la hora de decantarse por una u otra opción.

Se van a suponer los siguientes precios base para cada uno de los componentes expuestos en los apartados anteriores (tabla 3.2):

COMPONENTE	PRECIO BASE (€/kg)
NFU tamaño máx. < 0.5 mm	0.3
Betún B60/70	0.5
Árido D22 (fracción fina y gruesa)	0.01
Fíller de recuperación	≈ 0
Fíller de aportación (cemento Portland)	0.1
Fibras de celulosa	1

Tabla 3.2. Precios base de cada componente.

Fuente: Elaboración propia a partir de los datos facilitados por Aglomerados los Serrano

A continuación, en la tabla 3.3 se muestra la masa de cada componente en kg por cada tonelada de mezcla bituminosa total.

MASA (kg) POR TONELADA DE MEZCLA BITUMINOSA TOTAL							
	NFU	N. DE HUMO	BETÚN	ÁRIDO	FILLER REC.	FILLER AP.	FIBRAS
DOSIF. 1	5	0	47	894.96	0	51.7	1.34
DOSIF. 2	5	0	47	893.61	0	51.7	2.69
DOSIF. 3	5	0	47	894.96	51.7	0	1.34
DOSIF. 4	5	0	47	893.61	51.7	0	2.69
DOSIF. 5	10	0	55	873.19	0	60.5	1.31
DOSIF. 6	10	0	55	871.88	0	60.5	2.62
DOSIF. 7	10	0	55	873.19	60.5	0	1.31
DOSIF. 8	10	0	55	871.88	60.5	0	2.62

Tabla 3.3. Proporción en la que se encuentra cada componente por tonelada de mezcla total.

Dosificaciones con NFU. Fuente: Elaboración propia

Y por último se muestra el precio base estimado para cada dosificación (tabla 3.4). Posteriormente, se añade una gráfica de barras comparativa para así poder hacer una comparación más cualitativa (figura 3.9).

DOSIF.	NFU (%)	COSTE (€)
1	0,5	40,46
2	0,5	41,8
3	0,5	35,29
4	0,5	36,63
5	1	46,59
6	1	47,89
7	1	40,54
8	1	41,84

Tabla 3.4. Coste económico estimado para cada dosificación. Fuente: Elaboración propia

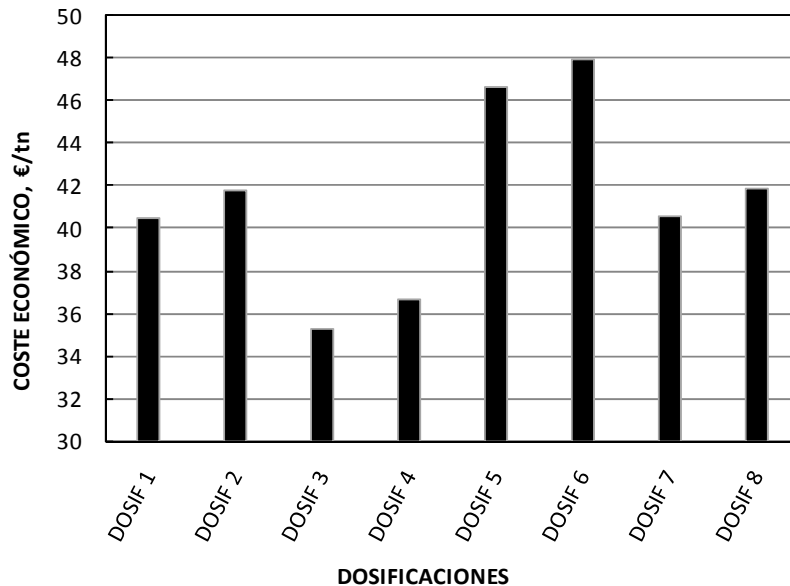


Figura 3.9 Coste económico estimado para cada dosificación. Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en la gráfica anterior, un factor muy importante en el coste total es el porcentaje de filler de recuperación que se incorpore. Cuando se incorpora el 100% del filler de recuperación se obtienen costes más bajos respecto a la situación en la que se utiliza un 100% de filler de aportación (del orden del 14% inferior). Además, también es muy notable el hecho de incorporar en la mezcla un porcentaje elevado o reducido de NFU (se obtienen mezclas aproximadamente un 15% más económicas si se utiliza un % de NFU reducido).

3.3. DOSIFICACIONES DE LA NUEVA MEZCLA BITUMINOSA INCORPORANDO PLASTÓMEROS

Al realizar los ensayos de las dosificaciones expuestas en el apartado anterior, se obtuvieron resultados que no eran los esperados (pueden consultarse en el capítulo 4). Al quedar demostrado que el NFU no es un aditivo adecuado para los objetivos que persigue la presente Tesis Doctoral, en el presente apartado se va a plantear el uso de un nuevo aditivo reciclado para la obtención de una mezcla con unas propiedades viscosas notables: el plástico reciclado procedente de diferentes sectores.

La idea es presentar las distintas alternativas a ensayar, las cuales cuentan con plastómeros reciclados como elemento aditivo, cuya aportación se espera que ofrezca un aumento de las propiedades viscosas. Para ello, en primer lugar se exponen las composiciones básicas sobre las cuales se añadirán los aditivos plastoméricos; en segundo lugar se describen las dosificaciones propuestas para ser ensayadas y por último se caracteriza económicamente cada una de las dosificaciones planteadas.

Cuando se propuso el uso de plastómeros, en primer lugar se hicieron unas pruebas iniciales para ver si el ángulo de fase que se obtenía era adecuado o no en referencia a los objetivos de la Tesis, y posteriormente se completaron todos los ensayos para obtener la dosificación óptima (tanto las dosificaciones iniciales como las finales vienen descritas en este apartado).

3.3.1. Composiciones básicas sobre las que se añadirán los aditivos plastoméricos.

Como antecedente a este punto se tienen los resultados obtenidos para las dosificaciones compuestas mediante NFU. En este caso se utilizó una mezcla base convencional AC 22.

Para poder comparar el efecto del uso de los plastómeros, se va a emplear también una mezcla base AC 22 de iguales características que en el anterior apartado, pero esta vez se utilizarán plastómeros como elemento aditivo. Además, se va a utilizar un 4% de betún y una proporción de filler/betún igual a 1.25.

Por otra parte, también se ensayará una mezcla SMA con porcentajes variables de plastómeros. Este tipo de mezclas, como se ha explicado ya en el segundo capítulo, al disponer de una granulometría muy discontinua, permiten albergar gran cantidad de ligante, cosa que potencia las propiedades viscosas de las mezclas. Además, se espera que el efecto de la adición de plásticos sea además favorable para aumentar esta propiedad. En concreto, se va a ensayar una dosificación SMA16 con un 5% de betún y un coeficiente filler/betún de 1.64.

Finalmente, se ha contemplado el ensayo de una dosificación PA16 de las contempladas en el PG-3. Este tipo de mezclas también se ha definido en el capítulo 2. El contenido en ligante es del 4.57% y la relación filler/betún es de 1.20.

En resumen, estas son las tres mezclas bases sobre las cuales serán añadidos los diferentes porcentajes de plastómeros que se indican en el apartado siguiente.

3.3.2. Propuesta de dosificaciones a ensayar

A partir de las mezclas base anteriormente especificadas, a continuación se proponen las diferentes dosificaciones contando con los diferentes porcentajes de plastómeros.

Estos plastómeros son reciclados y provienen de diferentes sectores. Concretamente, el abundante uso en productos poliméricos (tales como plásticos) ha supuesto la aparición de diversos problemas medioambientales, fundamentalmente relacionados con los residuos que generan. Un ejemplo muy preocupante de esto son los residuos plásticos provenientes, entre otros, de la construcción de invernaderos, recubrimientos de embalses, tuberías de canalización o envases de la industria alimenticia.

Además, cabe destacar que la opción de reutilizar estos residuos plásticos como aditivo polimérico para conseguir los objetivos de esta Tesis es muy adecuada. Esto es debido a que el coste de los productos poliméricos utilizados como materia prima es elevado en comparación con el del precio del betún y, por tanto, este problema puede ser parcialmente resuelto mediante el uso de polímeros de desecho como los citados anteriormente.

En primer lugar, para comprobar si mediante el uso de plastómeros se obtienen niveles adecuados del ángulo de fase, se han ensayado cuatro

dosificaciones diferentes (dos de ellas para la mezcla tipo AC 22 y dos para la mezcla tipo SMA). En concreto, se ha empleado para cada una de las dos mezclas dos porcentajes diferentes de plastómeros: 0.5% y 2%.

Aunque los resultados serán comentados en el próximo capítulo, cabe decir que los primeros resultados analizados fueron más que satisfactorios. Por lo tanto, en segundo término se propusieron otros porcentajes de plastómeros para así completar el rango de porcentajes a ensayar. En total, se propusieron los siguientes porcentajes para las mezclas AC 22 y SMA16: 0% (como mezcla de referencia), 0.5%, 1%, 1.5%, 2% y 4%. Por otra parte, para la mezcla PA16 se propuso una sola dosificación compuesta por el 0.5% de plastómeros.

3.3.3. Caracterización económica de cada alternativa planteada

En el presente punto se va a estimar el coste económico de cada una de las alternativas planteadas con el fin de disponer de un criterio más a la hora de decantarse por una u otra opción.

Se van a suponer los siguientes precios base para cada uno de los componentes expuestos en los apartados anteriores (tabla 3.5):

COMPONENTE	PRECIO BASE (€/kg)
Plastómeros reciclados	0.7
Betún	0.5
Árido (fracción fina y gruesa)	0.01
Filler de recuperación	≈ 0

Tabla 3.5. Precios base de cada componente.

Fuente: Elaboración propia a partir de los datos facilitados por Aglomerados los Serrano

A continuación, en la tabla 3.6 se muestra la masa de cada componente en kg por cada tonelada de mezcla bituminosa total:

MASA (kg) POR TONELADA DE MEZCLA BITUMINOSA TOTAL				
	PLÁSTICOS	BETÚN	ÁRIDO	FILLER
AC22 0%	0	40	910	50
AC22 0.5%	5	40	905	50
AC22 1%	10	40	900	50
AC22 1.5%	15	40	895	50
AC22 2%	20	40	890	50
AC22 4%	40	40	870	50
SMA16 0%	0	50	868	82
SMA16 0.5%	5	50	863	82
SMA16 1%	10	50	858	82
SMA16 1.5%	15	50	853	82
SMA16 2%	20	50	848	82
SMA16 4%	40	50	828	82
PA16 0.5%	5	45.7	894	55

Tabla 3.6. Proporción en la que se encuentra cada componente por tonelada de mezcla total. Fuente: Elaboración propia

Y por último se muestra el precio base estimado para cada dosificación (tabla 3.7). Posteriormente, se añade una gráfica de barras comparativa para así poder hacer una comparación más cualitativa (figura 3.10).

	COSTE (€/tn)
AC22 0%	29.1
AC22 0.5%	32.55
AC22 1%	36
AC22 1.5%	39.45
AC22 2%	42.9
AC22 4%	56.7
SMA16 0%	33.68
SMA16 0.5%	37.13
SMA16 1%	40.58
SMA16 1.5%	44.03
SMA16 2%	47.48
SMA16 4%	61.28
PA16 0.5%	35.29

Tabla 3.7. Coste económico estimado para cada dosificación. Fuente: Elaboración propia

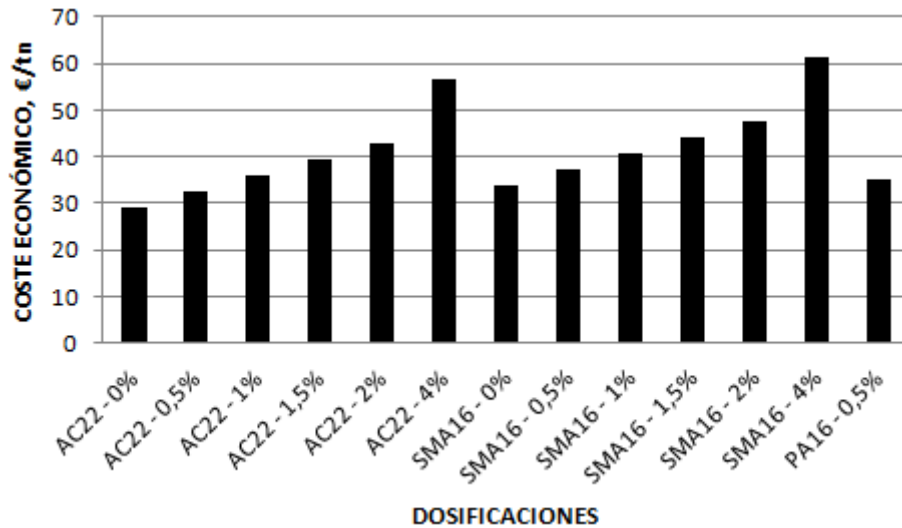


Figura 3.10 Coste económico estimado para cada dosificación. Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar, el precio depende mucho del porcentaje de plásticos a utilizar (por ejemplo, para la mezcla AC 22, el precio se incrementa en casi el doble cuando se utiliza un 4% de plásticos respecto a la situación de referencia en la que no se utiliza ningún plástico). Además, se observa que las mezclas tipo SMA son algo más caras que las AC 22 debido a que se utiliza un 1% más de betún.

4. RESULTADOS DE LA MEZCLA BITUMINOSA

4.1 COMPORTAMIENTO VIBRATORIO Y ESTRUCTURAL DE LAS NUEVAS MEZCLAS BITUMINOSAS CON NFU

En el presente apartado se exponen los resultados obtenidos a partir de los ensayos realizados para las dosificaciones con NFU. Se recuerda que estas dosificaciones, además de contener NFU, están compuestas por porcentajes variables de filler de recuperación en detrimento de filler de aportación y por fibras de celulosa.

El objetivo es doble. Por un lado, se busca obtener un valor del ángulo de fase (y por lo tanto del factor de amortiguamiento y demás características de cada mezcla propuesta) para ver si su uso es viable técnicamente como material disipador de vibraciones y como elemento estructural. Por tanto, se analizará la magnitud obtenida de factores como el ángulo de fase, módulo de rigidez, resistencia a la deformación permanente, sensibilidad al agua, entre otros.

Por otro lado, para comprobar si realmente los aditivos propuestos son significativos estadísticamente y por separado en los resultados obtenidos, se busca realizar un análisis estadístico ANOVA que permita ver la influencia de cada uno de los aditivos en la mezcla final.

Como conclusión de este apartado, se podrá decidir si es necesario descartar alguno de estos aditivos dada su baja influencia, o si es conveniente potenciar alguno de ellos. Para ello, en primer lugar se expondrá la metodología seguida para realizar los ensayos especificados en capítulos anteriores; en segundo lugar se expondrán los resultados obtenidos a partir de dichos ensayos y por último, se realizará un análisis estadístico ANOVA para así poder comprobar por separado cuáles de los aditivos utilizados están aportando significativamente propiedades viscosas a las mezclas.

4.1.1. Metodología seguida y ensayos realizados

Como se ha indicado en el apartado anterior, se han realizado ensayos de caracterización general de las mezclas contemplados en el PG-3 y el ensayo para la obtención del ángulo de fase de cada alternativa. De este modo, en el presente punto se procede a comentar principalmente el procedimiento llevado a cabo para la realización del ensayo de obtención del ángulo de fase.

Este ensayo se ha realizado a partir de la máquina destinada a realizar los ensayos de fatiga en cuatro puntos para probetas prismáticas especificada en la UNE-EN 12697-24 sabiendo que existen diferentes factores que van a influir en el valor obtenido del ángulo de fase y que cabe fijar antes de realizar los ensayos:

Por un lado, se conoce que la temperatura influye de forma significativa en la viscosidad de las mezclas [50], de manera que a mayor temperatura, se espera un mayor ángulo de fase (y por lo tanto un mayor factor de amortiguamiento). Así pues, se van a realizar los ensayos para 20 °C.

Por otro lado, se sabe que la frecuencia del ensayo también juega un papel muy importante [50]. A mayor valor de la frecuencia del ensayo, se espera que la mezcla bituminosa disponga mayor ángulo de fase (y por lo tanto viscosidad) y mayor factor de amortiguamiento. De esta forma, se ha realizado cada ensayo a tres valores de frecuencia diferentes: 5, 10 y 30 Hz. Sin embargo, el valor de frecuencia que va a interesar es el correspondiente a los 5 Hz ya que, como se ha indicado en capítulos anteriores, la frecuencia más característica del paso de un tranvía que circula a una velocidad habitual ronda este valor.

Finalmente, un factor que también cabe seleccionar es la deformación en cada ciclo de carga a aplicar a la probeta prismática. Según la norma UNE-EN 12697-26, para la realización del ensayo de rigidez, se recomienda que la deformación en cada ciclo de carga no sea mayor a 50 microdeformaciones (denotadas a partir de ahora como $\mu\epsilon$) ya que de ser mayor, se pueden producir efectos de fatiga. Por lo tanto, los resultados que se utilicen para analizar la viscosidad de cada mezcla serán los correspondientes a este nivel de deformaciones (lo cual queda avalado a partir de modelos numéricos, puesto que se sabe que la deformación máxima que alcanza una mezcla es de este orden de magnitud como quedará de manifiesto en el capítulo 5 cuando se realiza el dimensionamiento del escalón). No obstante, a diferencia de la influencia de la

temperatura y de la frecuencia del ensayo, no se ha encontrado en la bibliografía una conclusión clara acerca de cuál es la influencia del nivel de deformaciones en el valor del ángulo de fase. Por este motivo, y para averiguar cuáles son las propiedades viscosas de las mezclas en función de la sollicitación estructural, se propone realizar los ensayos para diferentes niveles de deformación en cada ciclo de carga.

4.1.2. Exposición de resultados

En el presente punto se exponen los resultados obtenidos a partir de los ensayos realizados sobre las dosificaciones con NFU. Para ello, en primer lugar se muestran los ángulos de fase obtenidos para cada dosificación y posteriormente se muestran los resultados equivalentes pero en términos de factor de amortiguamiento ξ .

En segundo lugar, se muestra otro de los parámetros más importantes al considerar las propiedades estructurales de una mezcla bituminosa: el módulo de rigidez. Este parámetro es de suma importancia ya que cuanto mayor sea el módulo de rigidez, menor será el espesor necesario para poder transmitir de forma adecuada las tensiones a las capas de subbase de la estructura. Por tanto, además de un parámetro técnico, indirectamente va a influir en el coste final de la estructura.

En tercer y último lugar, se recopilará una serie de características de cada dosificación como la resistencia a la deformación permanente, la sensibilidad al agua, la densidad y los huecos de las mezclas. Estas propiedades, aunque secundarias en el proyecto, también son importantes ya que son las que siempre se exigen a una mezcla bituminosa. Por ejemplo, es conveniente que la pendiente media de la deformación en pisa sea inferior al 0,07 (valor más exigente, en las tablas 542.13.a y 543.11 del PG3 del 2014, se pueden obtener el resto de valores en función del tráfico y la zona térmica en la que nos encontremos). Por otra parte, es importante también asegurar un porcentaje de huecos en mezcla superior al 4%.

Antes de continuar con el desarrollo del punto, y para un mejor nivel de entendimiento, la tabla 4.1 recuerda de qué componentes y porcentajes está formada cada una de las dosificaciones ensayadas que aparecerán en figuras posteriores:

DOSIF.	LIGANTE % respecto del total de la mezcla	NFU % respecto del total de la mezcla	FILLER RECUPERACIÓN % respecto del total del contenido en filler	FIBRAS % en peso del árido
1	4.7	0.5	0	0.15
2	4.7	0.5	0	0.30
3	4.7	0.5	100	0.15
4	4.7	0.5	100	0.30
5	5.5	1	0	0.15
6	5.5	1	0	0.30
7	5.5	1	100	0.15
8	5.5	1	100	0.30

Tabla 4.1. Componentes de cada dosificación con NFU ensayada.

Fuente: Elaboración propia

4.1.2.1. Obtención del ángulo de fase y del factor de amortiguamiento a partir del ensayo de fatiga para probetas prismáticas adaptado.

Como se ha comentado, se mostrarán los resultados obtenidos para diferentes niveles de deformación en cada ciclo de carga (50, 150, 200 y 225 $\mu\epsilon$) para cada una de las dosificaciones ensayadas. Por otra parte, se ha fijado como frecuencia representativa la de 5 Hz por los motivos ya expuestos y una temperatura de 20 °C constante a lo largo del ensayo. En la figura 4.1 se representan los resultados obtenidos.

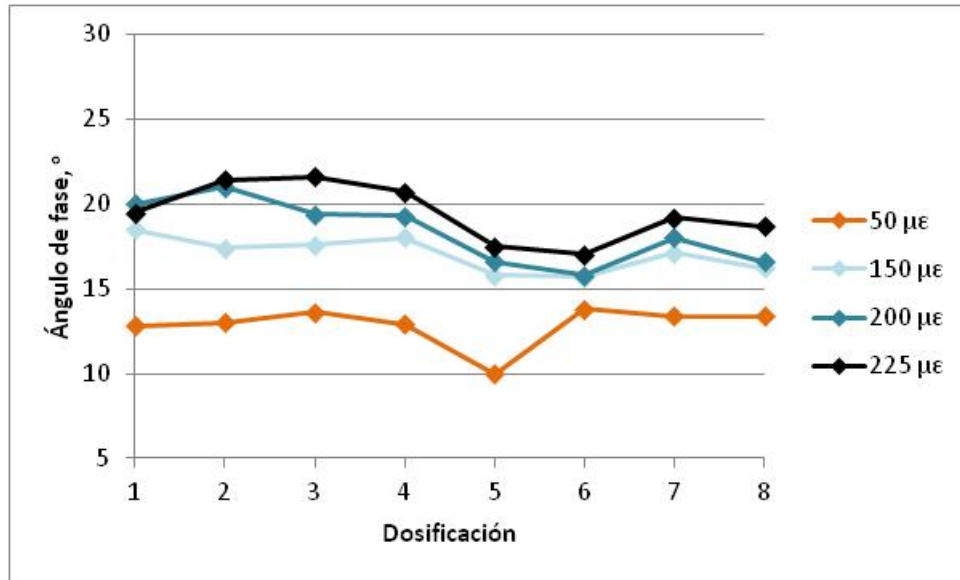


Figura 4.1 Ángulo de fase para cada una de las dosificaciones compuestas por NFU. Resultados para diferentes niveles de deformación en cada ciclo. Fuente: Elaboración propia

De la figura 4.1 se pueden extraer las siguientes conclusiones:

Por una parte, se ha visto que a mayor nivel deformacional de las probetas, mayor ángulo de fase (y por tanto mayor capacidad de atenuación de las vibraciones). Esta conclusión es muy interesante ya que de aquí se establece que los vehículos más pesados, aunque van a ser los que más vibraciones originen, también van a encontrarse con una mayor disipación de la señal ya que la losa asfáltica vendrá más solicitada a flexión.

En segundo lugar, estableciendo como resultado característico el correspondiente a una deformación de 50 $\mu\epsilon$, se puede apreciar cómo en general todas las probetas han dado un valor muy similar del ángulo de fase (de 13 a 15°), exceptuando la dosificación 5, cuyo valor ha sido incluso de 10°. Así pues, se puede dejar entrever que el hecho de aportar mayor NFU a las mezclas no ha ofrecido, a priori, un aumento significativo de la capacidad de atenuación de las vibraciones. Tampoco lo ha hecho el hecho de variar la cantidad de fibras ni de filler de recuperación. No obstante, todo esto queda a expensas de analizar los resultados del análisis estadístico ANOVA.

En tercer lugar, cabe destacar que los valores obtenidos del ángulo de fase inferiores a 15° ofrecen un nivel de atenuación de las vibraciones notablemente escaso. Para que su influencia en cuanto a la mitigación de vibraciones empiece a ser notable, se puede hablar de exigir ángulos de fase entorno a los $20\text{-}25^\circ$, lo que significa factores de amortiguamiento que empiezan a ser importantes (de 0.18 a 0.23) de acuerdo con la ecuación 2.9 anteriormente mostrada, donde φ es el ángulo de fase del material y ξ el factor de amortiguamiento.

$$\xi = \frac{\tan \varphi}{2} \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Por este motivo, a continuación se muestran los resultados anteriores pero esta vez transformados en términos de factor de amortiguamiento. Para transformar estas variables se ha utilizado la ecuación anterior.

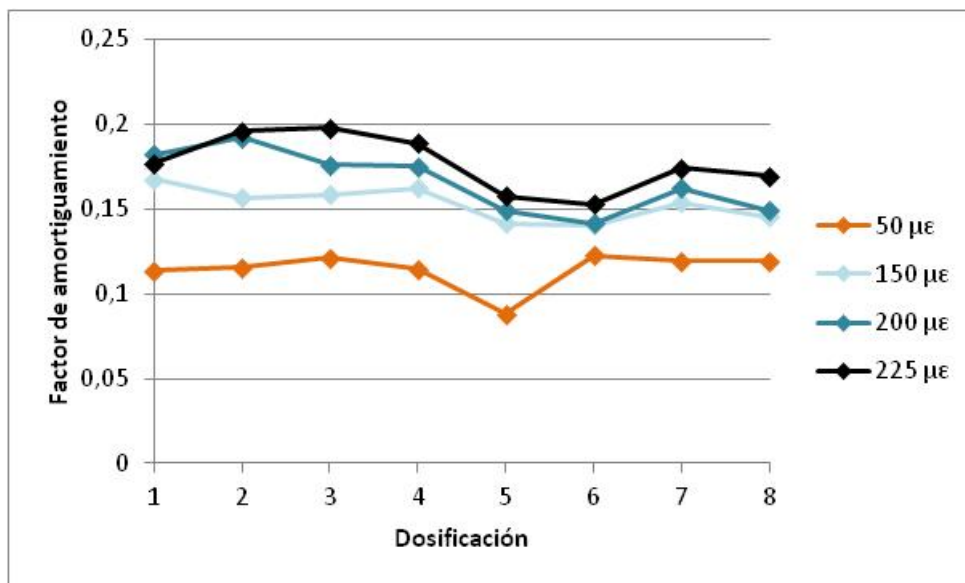


Figura 4.2 Factor de amortiguamiento para cada una de las dosificaciones compuestas por NFU. Resultados para diferentes niveles de deformación en cada ciclo.

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar, mediante el nivel deformacional de $50 \mu\epsilon$ no se ha llegado a obtener valores mayores a 0.13 del factor de amortiguamiento. De aquí se puede establecer como conclusión inicial que estas dosificaciones no son

válidas como elemento mitigador de vibraciones en la superestructura ferroviaria de una red de tranvía.

4.1.2.2. Obtención del módulo de rigidez de cada dosificación.

Como se ha mostrado anteriormente, este factor es importante en términos estructurales, ya que cuanto mayor sea módulo de rigidez, menor será el espesor de la losa asfáltica necesario para mantener una capacidad portante adecuada.

En la figura 4.3 se muestra el módulo de rigidez de cada una de las dosificaciones ensayadas para una temperatura constante durante el ensayo de 20° C:

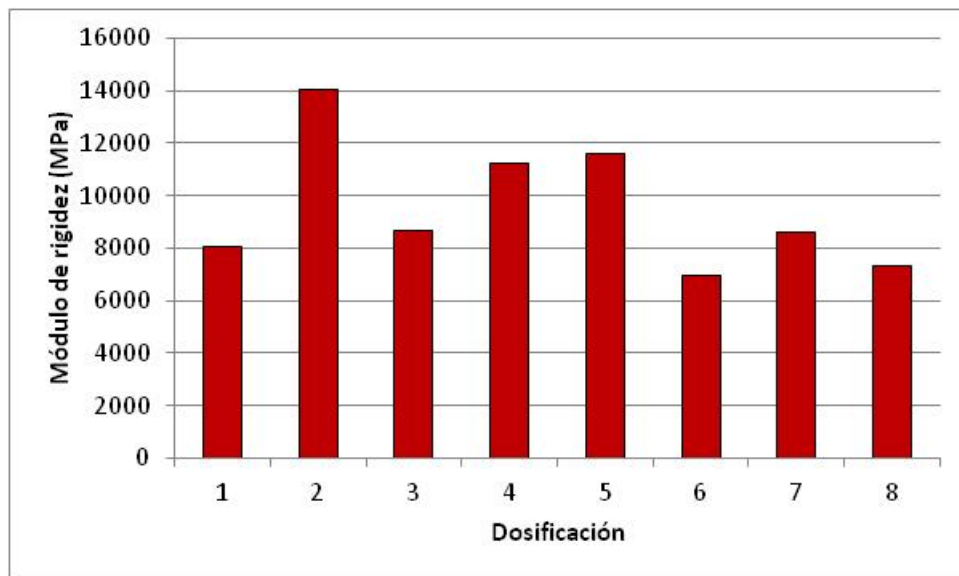


Figura 4.3 Módulo de rigidez para cada dosificación ensayada.

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en la figura 4.3, el módulo de rigidez obtenido es aceptable. Normalmente, una mezcla bituminosa media puede presentar un módulo de rigidez de unos 6000 MPa (lo cual es bastante conveniente si va a formar parte de una capa estructural como son las intermedias), por lo que si bien es cierto que se registran valores algo variables, éstos siempre son superiores al valor establecido de referencia.

4.1.2.3. Resultados a partir de los ensayos base. Características básicas.

A continuación se muestra una gráfica donde se representa para cada dosificación la pendiente de la deformación permanente, la sensibilidad al agua, la densidad y los huecos de las mezclas. Estas propiedades son muy importantes ya que son las que suelen controlar a la hora de diseñar la fórmula de trabajo de una mezcla bituminosa.

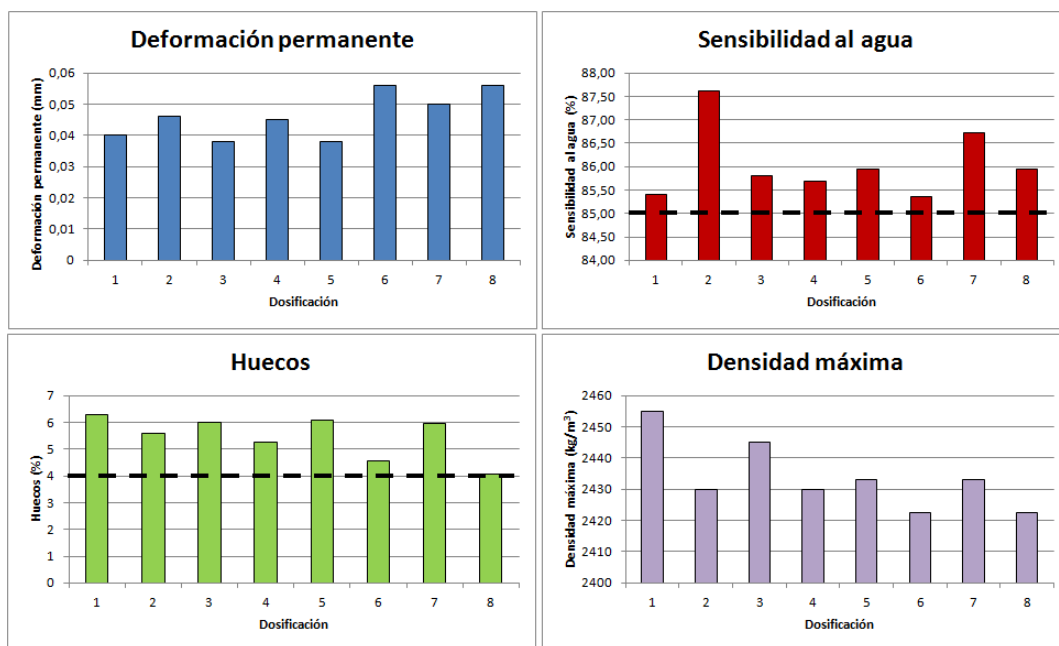


Figura 4.4 Pendiente de la deformación permanente, la sensibilidad al agua, la densidad y los huecos para cada dosificación. Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en la figura 4.4, todas las mezclas ofrecen unas características similares. Cabe destacar que todas ellas respetan un porcentaje de huecos en mezcla mayor al 4% y un valor adecuado en cuanto a deformación permanente, siendo la pendiente media de deformación en pista menor de 0,07 para todas las dosificaciones y sucede lo mismo con la sensibilidad al agua, en que todas las dosificaciones presentan un porcentaje superior al 85%.

4.1.3. Análisis estadístico ANOVA: Propiedades viscosas.

En el presente punto se desarrollará el análisis ANOVA propuesto en el anterior apartado. De esta forma se podrá constatar de forma estadística qué componentes han influido de forma significativa en la viscosidad de las mezclas. Como conclusión de este apartado se obtendrá qué componentes o aditivos deberán ser potenciados y cuáles deberán ser descartados de cara a maximizar la viscosidad de una mezcla bituminosa.

Los valores del factor de amortiguamiento a utilizar en el análisis de la varianza se muestran en la tabla 4.2. Los valores de la primera columna de resultados (de la izquierda) coinciden con los mostrados en la figura 4.2 para 50 μE . Los valores de la segunda columna han sido obtenidos replicando de nuevo los ensayos para así poder obtener más grados de libertad.

PRUEBA	LIGANTE % respecto del total de la mezcla	NFU % respecto del total de la mezcla	FILLER RECUPERACIÓN % respecto del total del contenido en filler	FIBRAS % en peso del árido	RESULTADOS	
1	4.7	0.5	0	0.15	0.120	0.122
2	4.7	0.5	0	0.30	0.120	0.126
3	4.7	0.5	100	0.15	0.128	0.118
4	4.7	0.5	100	0.30	0.121	0.125
5	5.5	1	0	0.15	0.083	0.109
6	5.5	1	0	0.30	0.128	0.123
7	5.5	1	100	0.15	0.122	0.117
8	5.5	1	100	0.30	0.119	0.120

Tabla 4.2. Resultados de entrada para el análisis de la varianza ANOVA.

Fuente: Elaboración propia

Para desarrollar el análisis ANOVA de la varianza se ha empleado el software STATGRAPHICS. Por tanto, introduciendo los datos obtenidos, y eligiendo estudiar las interacciones simples y dobles entre factores, se obtienen los resultados mostrados en la tabla 4.3.

Analysis of Variance for FACTOR AMORTIGUAMIENTO - Type III Sums of Squares

Source	Sum of Squares	Df	Mean Square	F-Ratio	P-Value
MAIN EFFECTS					
A:%NFU	0.000217562	1	0.000217562	3.11	0.1119
B:%FILLER RECUPERACIÓN	0.0000950625	1	0.0000950625	1.36	0.2740
C:%FIBRAS	0.000248062	1	0.000248062	3.54	0.0926
INTERACTIONS					
AB	0.0000600625	1	0.0000600625	0.86	0.3787
AC	0.000189062	1	0.000189062	2.70	0.1349
BC	0.000248063	1	0.000248063	3.54	0.0926
RESIDUAL	0.000630562	9	0.0000700625		
TOTAL (CORRECTED)	0.00168844	15			

Tabla 4.3. Resultados de salida obtenidos a partir del STATGRAPHICS.

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 4.3, se puede apreciar cómo el P-Value de todos y cada uno de los factores estudiados (tanto simples como dobles) es mayor a 0.05. Esto significa que ninguno de ellos posee una influencia estadísticamente significativa en los resultados para un nivel de confianza del 95%, lo que corrobora que el hecho de añadir una cantidad mayor de NFU a las mezclas no ha significado un aumento de la viscosidad del material. Por tanto, cabe descartar la idea de emplear NFU como aditivo para aumentar la capacidad de atenuación de vibraciones.

La misma conclusión podría ser dada para el uso de fibras. En cuanto al uso del filler, se ha llegado a que la utilización de un filler que en principio es considerado de peor calidad, no ha producido cambios significativos en la viscosidad respecto al uso del filler de aportación. Esta es una conclusión bastante interesante ya que tanto el módulo de rigidez como los resultados obtenidos para los ensayos base han ofrecido resultados más que aceptables para todas las probetas.

4.1.4. Conclusiones

A partir de todo lo desarrollado en el presente apartado, se recogen las principales ideas a las que se ha llegado.

- ✓ A partir de los resultados obtenidos acerca de la viscosidad de las dosificaciones, se ha visto que cuanto mayor es el nivel deformacional de las probetas, mayor es la capacidad de atenuación de vibraciones

que ofrece una mezcla bituminosa. Esta es una conclusión muy interesante, aunque a la hora de analizar los datos se escogerá como nivel deformacional representativo el correspondiente a 50 $\mu\epsilon$.

- ✓ Para ninguna de las probetas se ha obtenido un valor del ángulo de fase mayor a 15°. Esto supone una capacidad mediocre de mitigación de las vibraciones cuando se está tratando una mezcla bituminosa. Por tanto, a priori, se descarta el uso del NFU como aditivo para obtener una alta viscosidad con objetivo de mitigación de las vibraciones.

A partir del ANOVA desarrollado, se ha podido comprobar estadísticamente que el NFU no aporta viscosidad a las mezclas de forma significativa. Esto induce a descartar el empleo de NFU como aditivo para elevar la viscosidad de las mezclas y obliga a la búsqueda de un nuevo componente. Tampoco el % de fibras ni el % de filler de recuperación han resultado ser factores significativos. De esta forma, y dado que los resultados obtenidos para el módulo de rigidez y para los ensayos base han sido muy favorables para todas las probetas, se puede justificar en un futuro el empleo del filler de recuperación ya que no se han obtenido resultados perjudiciales durante su empleo.

4.2 COMPORTAMIENTO VIBRATORIO Y ESTRUCTURAL DE LAS NUEVAS MEZCLAS BITUMINOSAS CON PLASTÓMEROS

En el presente apartado se exponen los diferentes resultados obtenidos a partir de los ensayos realizados para las dosificaciones planteadas con plastómeros. Se recuerda que además de haber propuesto dosificaciones con diferentes porcentajes de plastómeros, también se ha propuesto tres tipos de mezcla base diferentes: AC22, SMA16 y PA16.

Antes de comenzar con la exposición de resultados, cabe poner en antecedentes todo lo estudiado hasta el momento. En este sentido, en primer lugar se propusieron diferentes dosificaciones con NFU como aditivo espesante. Sin embargo, los resultados obtenidos con estas dosificaciones no resultaron ser adecuados para los objetivos de la presente Tesis Doctoral, pues la viscosidad de las mezclas resultante no resultó ser suficiente. Por este motivo, se propuso el uso de plastómeros para comprobar cuál era el resultado. Sin embargo, para realizar

una comprobación previa, se ensayaron dos tipos de mezclas: AC 22 y SMA a dos niveles diferentes de contenido en plastómeros diferentes (0.5% y 2%).

Una vez se comprobó que estas nuevas dosificaciones ofrecían resultados aceptables, entonces se procedió a ensayar dosificaciones intermedias con la intención de obtener el contenido óptimo en plastómeros. En el presente apartado se exponen los resultados de ambas fases de ensayo, cuya metodología ha sido la misma que la que se siguió para las dosificaciones con NFU.

Antes de comenzar a exponer los resultados, se recuerda que para la mezcla base AC 22 se ha ensayado los diferentes porcentajes de plastómeros 0, 0.5, 1, 1.5, 2 y 4%; para la mezcla SMA16 los mismos que para la AC 22; y para la mezcla PA16 tan solo se ha ensayado una dosificación con un 0.5% de plastómeros, ya que este tipo de mezclas no son adecuadas para el uso tranviario, pero las ensayamos para comprobar si la fórmula de trabajo influía en el comportamiento de las mezclas con plastómeros.

4.2.1. Obtención del ángulo de fase y del factor de amortiguamiento. Ensayos previos de comprobación.

En el presente punto se van a mostrar los resultados correspondientes a las primeras dosificaciones propuestas con plastómeros. Estas son: AC22 – 0.5%, AC22 – 2%, SMA-0.5% y SMA-2%.

Al igual que se hizo para las mezclas con NFU, se mostrarán los resultados obtenidos para diferentes niveles de deformacionales en cada ciclo de carga: 50, 150, 200 y 225 $\mu\epsilon$ para cada una de las dosificaciones ensayadas. Por otra parte, se ha fijado como frecuencia representativa la de 5 Hz por motivos ya expuestos y una temperatura de 20 °C constante a lo largo del ensayo.

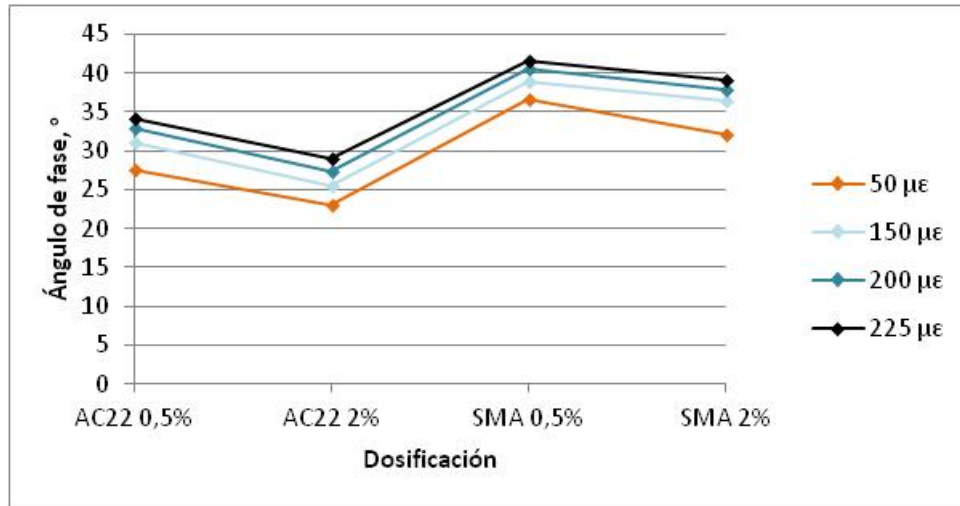


Figura 4.5 Ángulo de fase para las primeras dosificaciones ensayadas de comprobación.
Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en la figura 4.5, esta vez las dosificaciones ofrecen ángulos de fase mucho más elevados que los que aportaban las mezclas con NFU. Como cabe esperar, las mezclas SMA ofrecen un valor aún mayor. Esto es debido a que tienen un 1% más de betún en su composición. Además, se puede apreciar que el ángulo de fase dentro de cada mezcla base depende del porcentaje de plásticos a aportar. Por lo tanto, con el objetivo de dimensionar el contenido en plásticos, el siguiente paso es ensayar otras dosificaciones de mezcla con porcentajes de plastómeros que rellenen los huecos entre las mezclas ensayadas. Las nuevas composiciones ya se han citado en la introducción: 0, 1, 1.5 y 4% para así completar los huecos.

En el siguiente gráfico de barras se representa el ángulo de fase de todas las dosificaciones ensayadas hasta el momento, donde se puede ver claramente que los plastómeros aportan mucha más viscosidad que el NFU como aditivo.

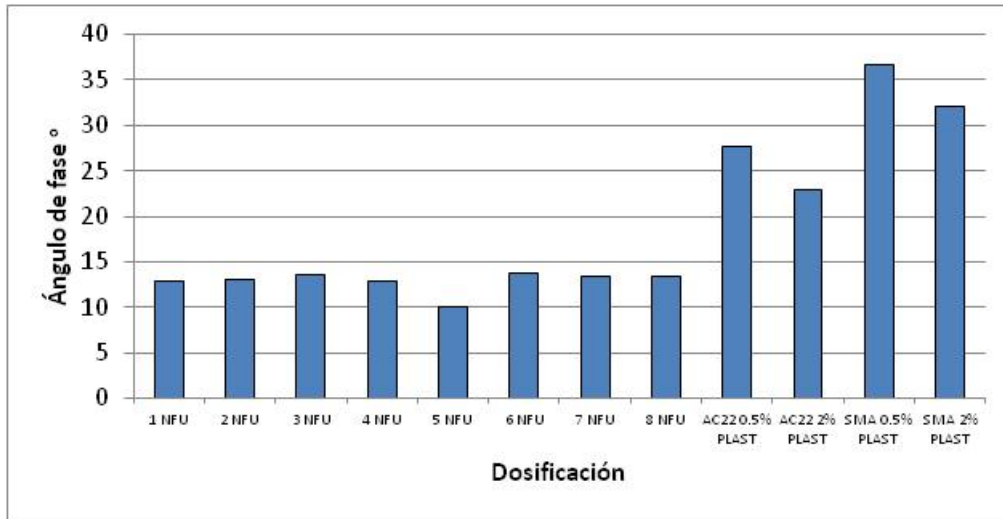


Figura 4.6 Ángulo de fase obtenido para cada una de las dosificaciones ensayadas con $50 \mu\epsilon$ hasta ahora. Diferencia entre dosificaciones con NFU y plastómeros.

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en la figura 4.6, ninguna de las dosificaciones con NFU supera los 15° mientras que las dosificaciones que contienen plastómeros rondan los $25-35^\circ$. En la siguiente gráfica se puede apreciar la viscosidad en términos de factor de amortiguamiento de las mezclas bituminosas con plastómeros.

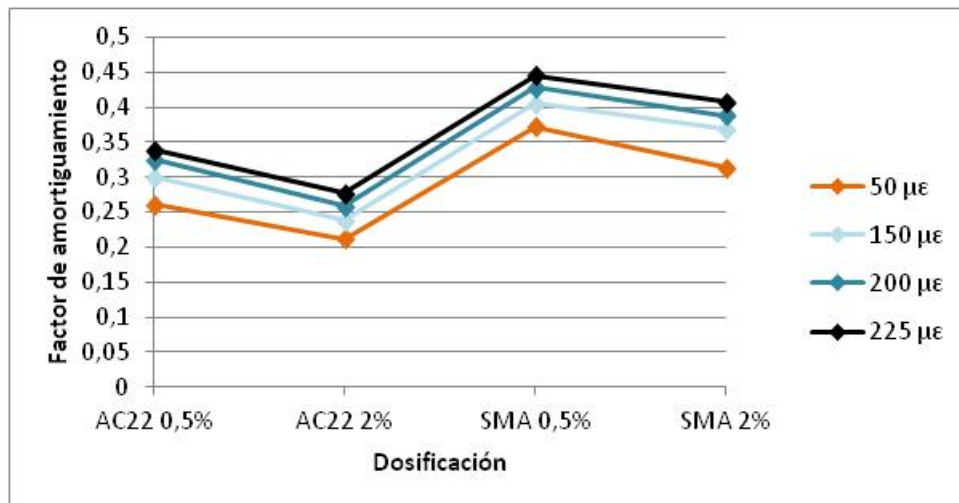


Figura 4.7 Factor de amortiguamiento para las dosificaciones iniciales con plastómeros.

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en la figura 4.7, las dosificaciones en cuestión aportan un valor del factor de amortiguamiento en un rango desde un valor de 0.27 a 0.37. Estos valores son, como se indicó en apartados anteriores, técnicamente aceptables.

4.2.2. Obtención del ángulo de fase y del factor de amortiguamiento. Ensayos completos.

En el presente punto se presentan los resultados de los ensayos obtenidos para la totalidad de dosificaciones ensayadas. De esta forma, se puede analizar concretamente cómo varían las propiedades viscosas de cada tipología de mezcla en función del contenido de plastómeros a emplear. El objetivo de estos ensayos es encontrar el óptimo de plastómeros para así obtener un nuevo criterio a la hora de seleccionar cada una de las mezclas definitivas en futuras tareas del proyecto.

En la figura 4.8 se presenta en forma de gráfica de barras el ángulo de fase obtenido por cada una de las dosificaciones ensayadas y para cada nivel de deformación transmitido.

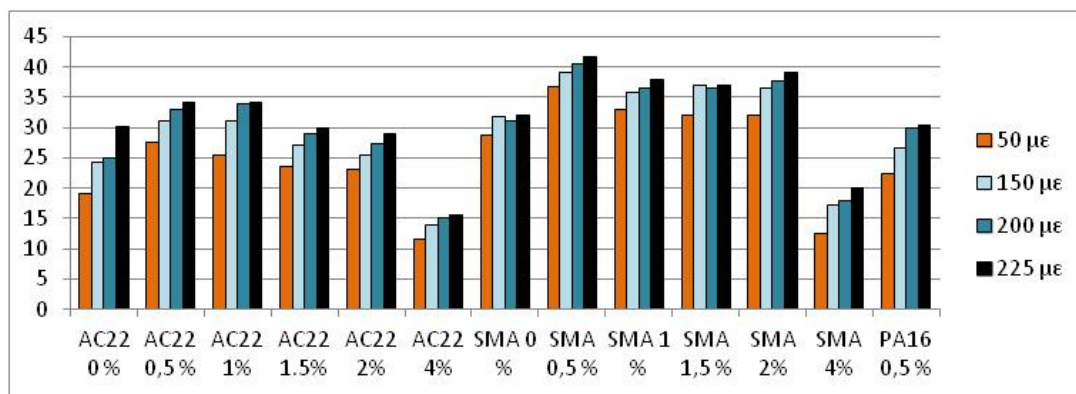


Figura 4.8 Ángulo de fase para todas las dosificaciones que incluyen plastómeros.

Fuente: Elaboración propia

A la vista de la figura 4.8, se puede apreciar cómo en general la mejor dosificación en cuanto a propiedades viscosas es la SMA16 para cualquiera de los porcentajes de plastómeros considerados. La siguiente dosificación en cuanto a comportamiento viscoso es la AC 22 y por último, la que menos carácter viscoso

presenta es la PA16. Sin embargo, a pesar de esto, para una deformación característica de $50 \mu\epsilon$, el valor obtenido de ángulo de fase es aún así notable, ya que supera los 20° . Por este motivo, a continuación el análisis se centra en los resultados obtenidos para las dosificaciones AC22 y SMA16.

En la figura 4.9 se puede ver de forma más detallada los resultados obtenidos para la dosificación AC 22:

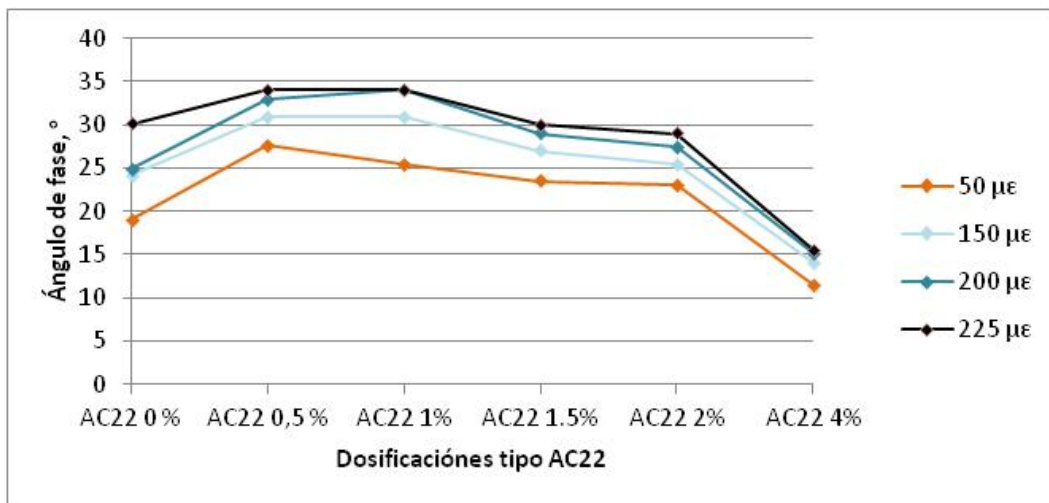


Figura 4.9 Ángulo de fase para las dosificaciones pertenecientes a la mezcla AC22 para diferentes valores de la deformación en cada ciclo de carga. Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en la figura 4.9, se ha obtenido un óptimo de viscosidad para la dosificación con un 0,5% de plastómeros. Por otra parte, las dosificaciones con un 1, y 1,5% se aproximan también al valor óptimo, pero su magnitud se va reduciendo conforme va aumentando el porcentaje. Para valores muy elevados de los plastómeros (4%), se obtienen valores muy pequeños de la viscosidad.

En la figura 4.10, se muestran los resultados en detalle para la dosificación SMA16.

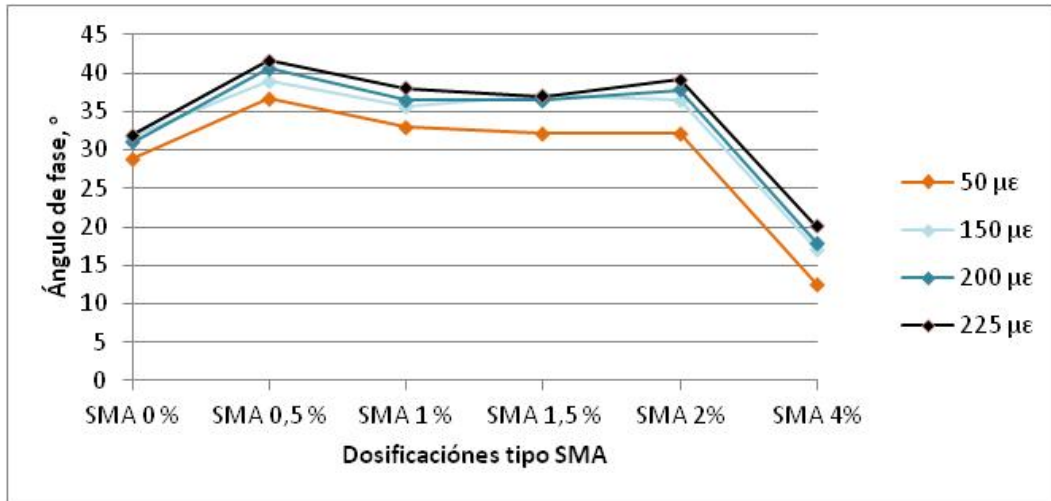


Figura 4.10 Ángulo de fase para las dosificaciones pertenecientes a la mezcla SMA16 para diferentes valores de la deformación en cada ciclo de carga. Fuente: Elaboración propia

En este caso, el óptimo de viscosidad también se obtiene para la dosificación con un 0,5% de plastómeros. Sin embargo, este pico óptimo viene disimulado en parte por las dosificaciones que contienen un 1, 1,5 y 2% de plastómeros, ya que, aunque ofrecen valores menores del ángulo de fase, estos son muy similares al máximo (la diferencia apenas puede ser de 2 o 3°). No obstante, sí que se aprecia claramente que la mezcla de referencia aporta unas propiedades peores en cuanto a la viscosidad y lo mismo se obtiene para la mezcla con exceso de plastómeros (4%).

A continuación, se muestran las gráficas equivalentes a las anteriores pero para la viscosidad en términos de factor de amortiguamiento (figuras 4.11 y 4.12).

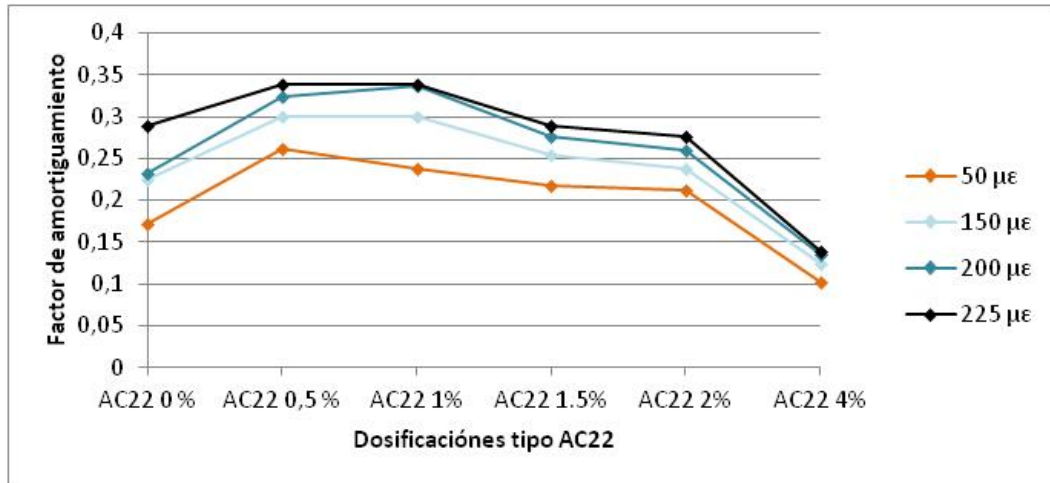


Figura 4.11 Factor de amortiguamiento para las dosificaciones pertenecientes a la mezcla AC22 para diferentes valores de la deformación en cada ciclo de carga.

Fuente: Elaboración propia

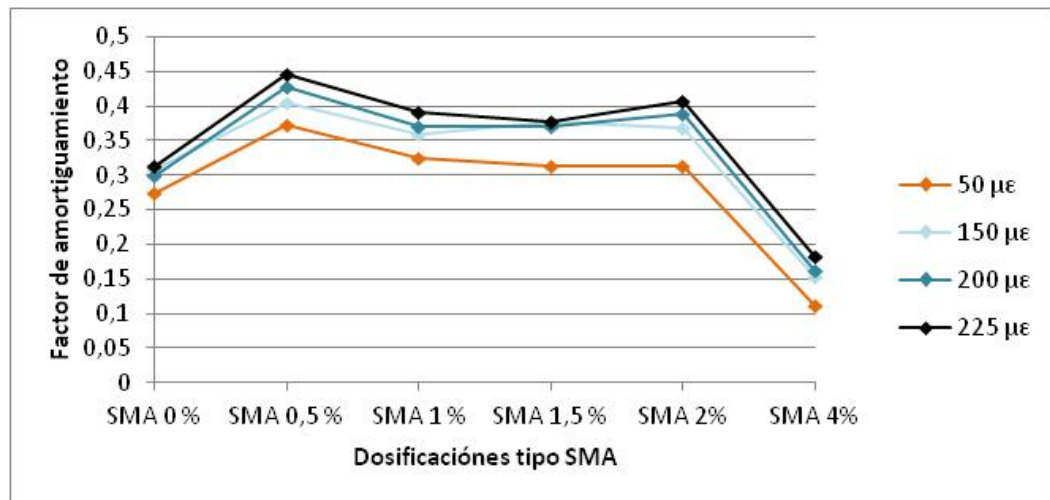


Figura 4.12 Factor de amortiguamiento para las dosificaciones pertenecientes a la mezcla SMA16 para diferentes valores de la deformación en cada ciclo de carga.

Fuente: Elaboración propia

4.2.3. Obtención del porcentaje de envejecimiento

Antes de mostrar los % de envejecimiento obtenidos para cada una de las muestras, conviene explicar el procedimiento de validación del nuevo ensayo.

4.2.3.1. VALIDACIÓN DEL NUEVO ENSAYO

El procedimiento de validación se realiza de dos maneras diferentes. Por una parte, se va a obtener la aceleración pico de cada una de las probetas bajo una carga de magnitud controlada. De esta forma, se compararán las diferentes aceleraciones pico y se establecerá una clasificación dependiendo de la capacidad de atenuación de vibraciones de cada una de las dosificaciones (dicha clasificación deberá coincidir de forma cualitativa con los resultados obtenidos mediante el ángulo de fase).

Por otra parte, a partir de los ensayos realizados mediante magnitud de fuerza de impacto no controlada, se obtendrá el factor de amortiguamiento de cada una de las mezclas. Este factor se obtiene en función de lo que tarda la señal en disiparse a lo largo del tiempo una vez se ha producido el impacto de excitación, para lo cual se recurre a la teoría de vibraciones.

En relación a la teoría de las vibraciones, la ecuación del movimiento de un sistema vibratorio de un solo grado de libertad libre y amortiguado venía definido anteriormente en la ecuación 2.7, donde x la variable que indica el movimiento, A una constante, ω_n la frecuencia natural de vibración del sistema y t es el tiempo:

$$x(t) = Ae^{-\xi\omega_n t} \sin(\omega_n t) \quad (\text{Ec. 2.7})$$

Además, la envolvente tanto negativa como positiva de la curva oscilatoria posee la siguiente ecuación, la cual viene representada en líneas más gruesas en la figura 4.13:

$$x(t) = \pm Ae^{-\xi\omega_n t} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

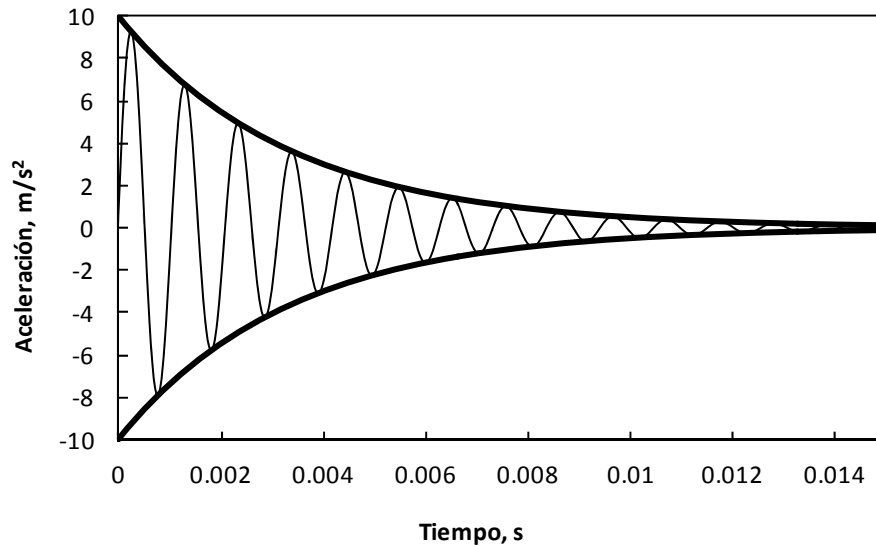


Figura 4.13 Representación del movimiento oscilatorio de un sistema vibratorio de un grado de libertad libre y amortiguado. Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, a partir de la primera curva oscilatoria que se obtendrá del ensayo de vibraciones, se procederá a ajustar por mínimos cuadrados la curva envolvente variando el factor de amortiguamiento. Como se puede apreciar en la formulación, el modo propio natural de vibración también es un parámetro en principio desconocido (si bien es cierto que en apartados anteriores ya se ha realizado el cálculo de este primer modo propio).

Así pues, se propone otra metodología de validación del procedimiento mediante la comparación “dos a dos” del factor de amortiguamiento obtenido tanto por el ensayo del ángulo de fase como por este nuevo ensayo.

4.2.3.1.1. Validación de los resultados en amplitud

Los ensayos realizados mediante la nueva metodología sobre las 12 probetas han permitido obtener tanto la amplitud de vibración total y pico como respuesta dinámica de cada una de las alternativas. Este parámetro se ha obtenido a partir del ensayo propuesto mediante excitación controlada, es decir, mediante el ensayo de caída libre de la bola sobre una base de plastilina.

Los resultados que se obtienen, analizando tanto la amplitud máxima de vibración como la aceleración máxima de signo positivo que se experimenta en el punto de medida, son:

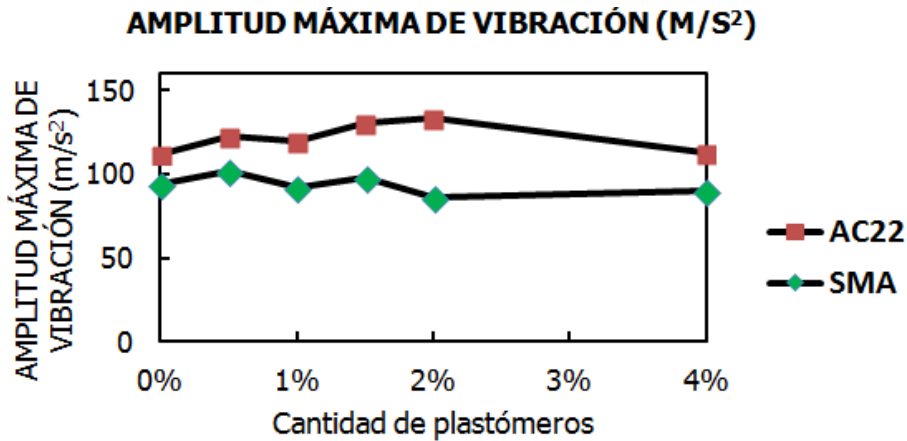


Figura 4.14 Amplitud máxima de vibración. Fuente: Elaboración propia

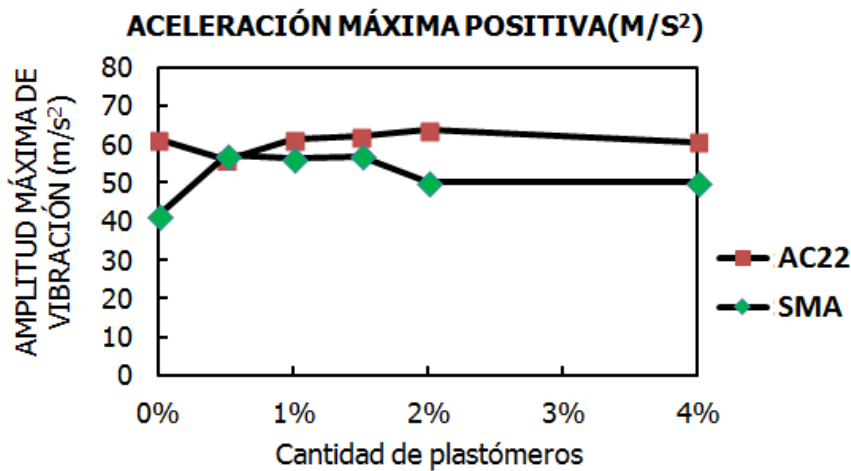


Figura 4.15 Aceleración máxima positiva. Fuente: Elaboración propia

Cabe señalar que los resultados mostrados son el resultado del tratamiento de todos los resultados obtenidos al realizar el ensayo ocho veces, en los cuales se registraba la aceleración inducida en dos puntos diferentes. Este tratamiento ha incluido tanto el descarte de datos anómalos según ha mostrado un análisis mediante la obtención del diagrama Box-Whisker de cada conjunto de resultados,

como del cálculo de la media de los resultados válidos que caracteriza el comportamiento de cada alternativa.

Como se ha comentado previamente, la validación del modelo utilizando estas medidas se pretende realizar de forma cualitativa. Esto implica que, aún siendo conscientes de que no se está midiendo el mismo parámetro, se busca que este ensayo muestre las alternativas que mejor atenúen las vibraciones (o lo que es lo mismo, traducido a los resultados de este ensayo, se muestren las alternativas que menor amplitud de vibración y pico máximo de aceleración proporcionen).

Mediante la comparación de los resultados de los ensayos del ángulo de fase y los presentes, se observa que las gráficas obtenidas no muestran una tendencia clara que permita obtener conclusiones con precisión. Sin embargo, de la comparación entre los resultados hallados para las dosificaciones AC22 y SMA, se pone de manifiesto de nuevo lo que se espera: las alternativas SMA muestran menores niveles de aceleración que las alternativas AC22 y por tanto son más adecuadas como material atenuador de vibraciones.

Según esto, se decide descartar el método de ensayo con excitación controlada mediante caída libre de una bola por no observarse el comportamiento cualitativo que diferencia cada una de las dosificaciones.

4.2.3.1.2. Validación de los resultados de amortiguamiento

El procedimiento para caracterizar el amortiguamiento se corresponde con el ensayo de fuerza de excitación no controlada (esto es, el impacto con martillo). Para ello se realizan 8 repeticiones del ensayo para cada dosificación. Dado que se dispusieron 2 acelerómetros, uno en cada extremo de la probeta, se tiene pues un total de 16 registros de amortiguamiento por dosificación. De estos registros se obtienen los máximos locales para definir la envolvente de cada curva de aceleraciones.

Seguidamente se ajustan las envolventes de las curvas oscilatorias por el método de mínimos cuadrados según la ecuación presentada anteriormente. Para un mejor nivel de entendimiento, a continuación se presenta el ajuste de una de las curvas a modo de ejemplo.

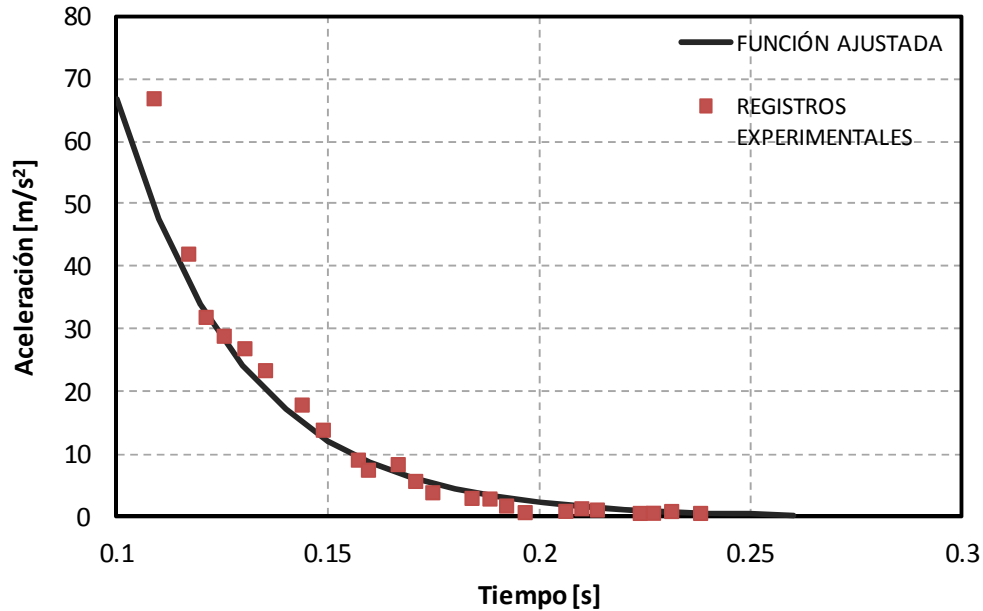


Figura 4.16 Ejemplo de ajuste de la envolvente de la curva oscilatoria.

Fuente: Elaboración propia

De esta forma, la curva ajustada responde a la siguiente ecuación, donde y representa las aceleraciones verticales, t es el tiempo y m , n son las constantes de la curva:

$$y = e^{m+nt} \quad (\text{Ec. 4.2})$$

Por tanto, el ajuste de la curva proporciona el valor de las constantes m y n . Según la nomenclatura utilizada anteriormente, si la curva se expresa como:

$$y = Ae^{-\xi\omega_n t} \quad (\text{Ec. 4.3})$$

Entonces, se cumple que la relación entre las constantes de la curva ajustada y la anterior ecuación son las siguientes:

$$A = e^m \quad (\text{Ec. 4.4})$$

$$n = -\xi\omega_n \quad (\text{Ec. 4.5})$$

Despejando se obtiene el factor de amortiguamiento:

$$\xi = -\frac{n}{\omega_n} \quad (\text{Ec. 4.6})$$

Seguidamente es necesario calcular la frecuencia de los modos propios de las diferentes probetas ensayadas. Para ello se ha desarrollado un modelo numérico con elementos tipo barra en el software de cálculo estructural ANSYS. De esta forma, según el módulo de elasticidad de cada mezcla y dosificación, se obtiene una frecuencia propia. No obstante, en este caso interesa conocer únicamente el primer modo de vibración (véase la tabla 4.4), ya que es el más determinante. El motivo reside en que al excitar los materiales a una frecuencia equivalente a su primer modo de vibración, se producen las mayores amplitudes.

DOSIFICACIÓN [% Plastómeros]	E [MPa]	f [Hz]
AC22 0%	7125	692.47
AC22 0.5%	12227	845.82
AC22 1%	13826	891.04
AC22 1.5%	14023	905.29
AC22 2%	8536	723.93
AC22 4%	6012	641.09
SMA 0%	4215	563.30
SMA 0.5%	11523	823.02
SMA 1%	10521	806.42
SMA 1.5%	9023	735.46
SMA 2%	8103	711.88
SMA 4%	7026	691.05

Tabla 4.4. Relación de dosificaciones, módulos de elasticidad y frecuencias propias de vibración en el primer modo. Fuente: Elaboración propia

En la tabla 4.4 se observa que cuanto mayor es el módulo de elasticidad (E), mayor es la frecuencia (f) obtenida.

Por tanto, el factor de amortiguamiento en cada ensayo (i) se obtiene partiendo de la constante n calculada con el ajuste de la curva y la frecuencia (f) del primer modo de vibración calculada con ANSYS para cada probeta (j):

$$\xi_i = -\frac{n_i}{2 \cdot \pi \cdot f_j} \quad (\text{Ec. 4.7})$$

Así, los resultados de amortiguamiento de cada mezcla y dosificación han sido analizados estadísticamente. Se ha comprobado la normalidad de su

distribución y se han descartado, en los casos que ha hecho falta, los datos anómalos. De esta forma, se trabaja de aquí en adelante con los valores medios resultado del tratamiento estadístico.

Se comparan en la siguiente gráfica los factores de amortiguamiento obtenidos a partir de los valores medios de los ensayos experimentales con aquellos obtenidos por el ángulo de fase.

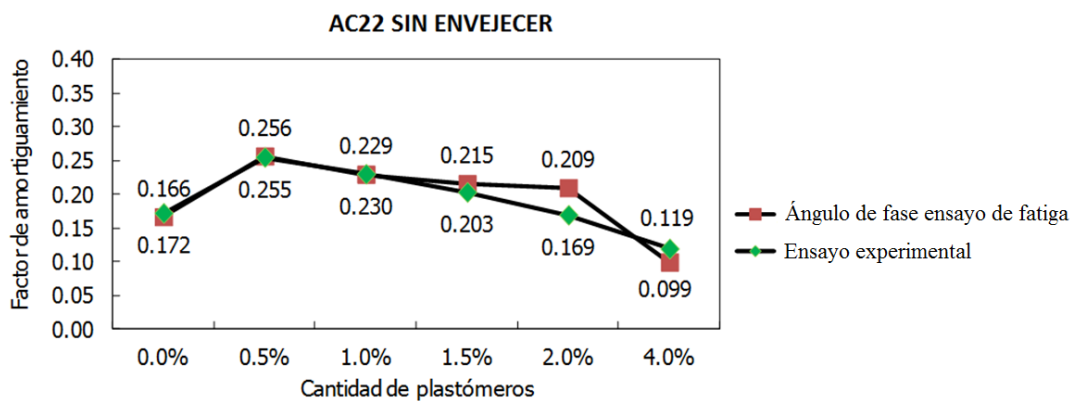


Figura 4.17 Comparación de los factores de amortiguamiento obtenidos por el ensayo experimental con los obtenidos por el ángulo de fase para la mezcla AC22 sin envejecer.

Fuente: Elaboración propia

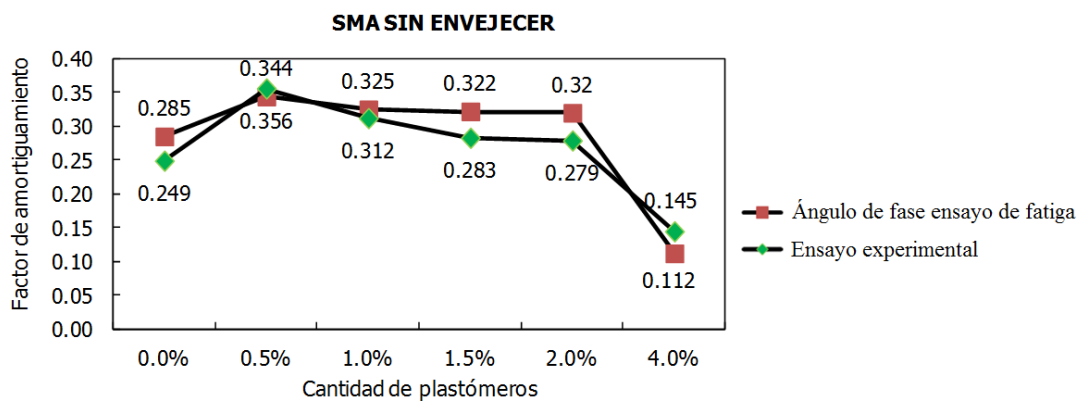


Figura 4.18 Comparación de los factores de amortiguamiento obtenidos por el ensayo experimental con los obtenidos por el ángulo de fase para la mezcla SMA sin envejecer.

Fuente: Elaboración propia

Se observa que, en términos generales, los factores de amortiguamiento obtenidos por el ensayo experimental son bastante similares a los obtenidos mediante el ensayo del ángulo de fase. De esta forma, la mezcla AC22 tiene, para las dosificaciones con menor porcentaje de plastómeros, unos factores de amortiguamiento prácticamente idénticos entre los obtenidos por ambos procedimientos. En cambio, para las dosificaciones con porcentajes del 2 y 4 % de plastómeros, la diferencia entre dichos valores es ligeramente mayor. No obstante, la tendencia detectada en los factores de amortiguamiento obtenidos por los dos procedimientos es común: se tiene el máximo valor para la dosificación con un 0.5 % de plastómeros, reduciéndose a medida que el porcentaje de plastómeros se hace menor o mayor a dicho 0.5 %.

Por su parte, la mezcla SMA presenta unas diferencias entre los valores obtenidos por ambos procedimientos ligeramente superiores a la mezcla AC22. No obstante, se confirma una tendencia común en los valores del factor de amortiguamiento, siendo además la misma tendencia que la observada en la mezcla AC22: se registra el máximo valor del factor de amortiguamiento para la dosificación compuesta por un 0.5% de plastómeros, obteniéndose valores decrecientes a medida que los porcentajes se alejan de dicho máximo.

Asimismo, comparando el factor de amortiguamiento entre ambas mezclas (AC22 y SMA), se observa que, para cualquier porcentaje de plastómeros y con los dos procedimientos de ensayo, los valores son siempre mayores en la mezcla SMA que en la mezcla AC22.

Por tanto, en base a los resultados obtenidos, se concluye que la validación de los resultados del factor de amortiguamiento ha sido satisfactoria.

4.2.3.2. Analisis de los resultados

Se pretende representar en una gráfica comparativa entre las diferentes dosificaciones el porcentaje de variación de cada uno de los parámetros registrados, antes y después de envejecer.

4.2.3.2.1. Resistencia a envejecimiento en términos de atenuación de vibraciones

Se ha evaluado el envejecimiento en términos de atenuación de vibraciones en las mezclas SMA y AC22 para diferentes dosificaciones (esto es, diferentes porcentajes de contenido de plastómeros). De este modo, partiendo de los factores de amortiguamiento obtenidos en las mezclas inicialmente (sin envejecer) y en las mezclas envejecidas, se puede calcular su porcentaje de reducción.

En primer lugar se muestran una gráficas en las que se compara la variación del factor de amortiguamiento en el proceso de envejecimiento en función de la dosificación de cada mezcla.

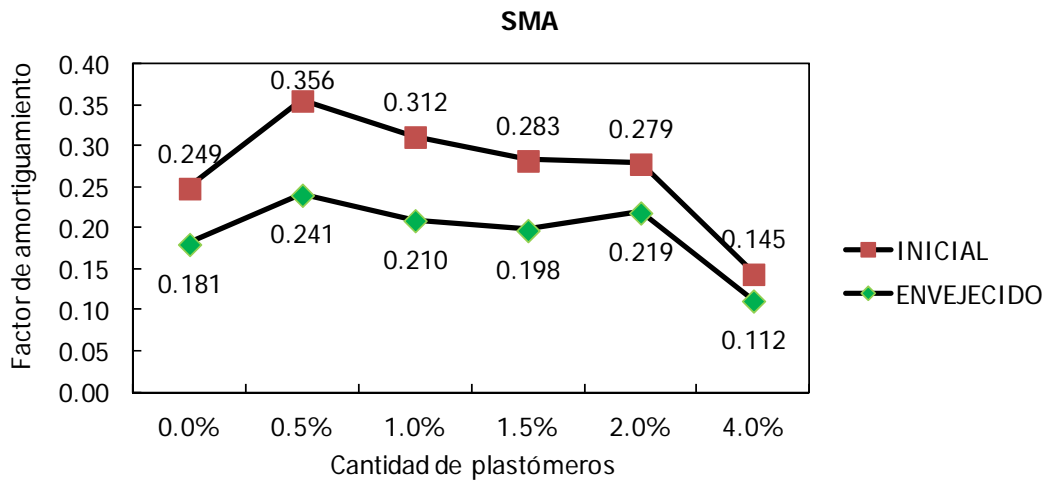


Figura 4.19 Factor de amortiguamiento inicial y envejecido de la mezcla SMA para las dosificaciones con diferentes porcentajes de plastómeros. Fuente: Elaboración propia

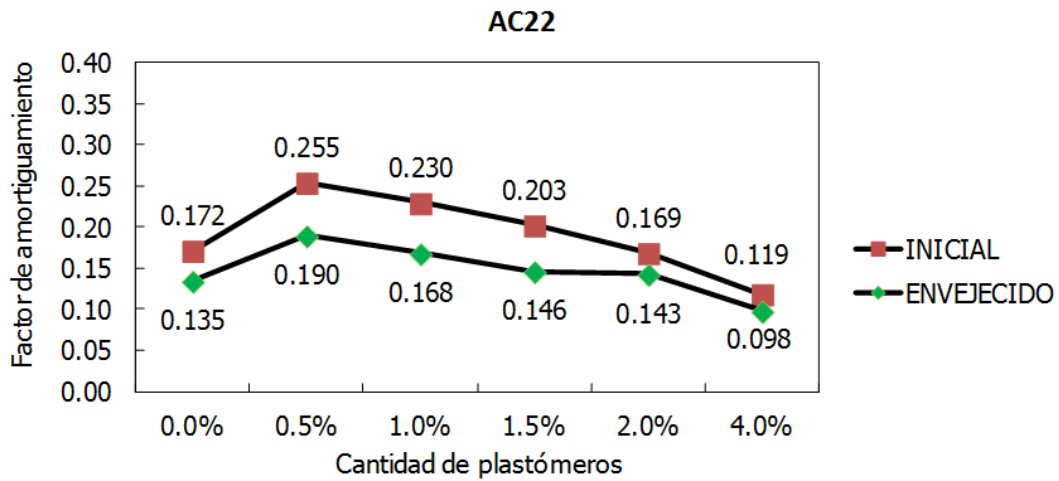


Figura 4.20 Factor de amortiguamiento inicial y envejecido de la mezcla AC22 para las dosificaciones con diferentes porcentajes de plastómeros. Fuente: Elaboración propia

Se observa que la tendencia del factor de amortiguamiento en función del contenido de plastómeros es aproximadamente la misma en ambas mezclas. De este modo, tanto antes como después de envejecer, se registra el máximo valor para las dosificaciones con un 0.5 % de plastómeros, reduciéndose los factores de amortiguamiento a medida que el porcentaje de plastómeros se aleja del óptimo. Además, la mayor pérdida en valor absoluto del factor de amortiguamiento en el proceso de envejecimiento para las dos mezclas se tiene también para dosificaciones con un 0.5 % de plastómeros.

Por otra parte, se comparan las dos mezclas (SMA y AC22), estudiando los factores de amortiguamiento iniciales (sin envejecer) por un lado, y los envejecidos por otro (figuras 4.21 y 4.22 respectivamente).

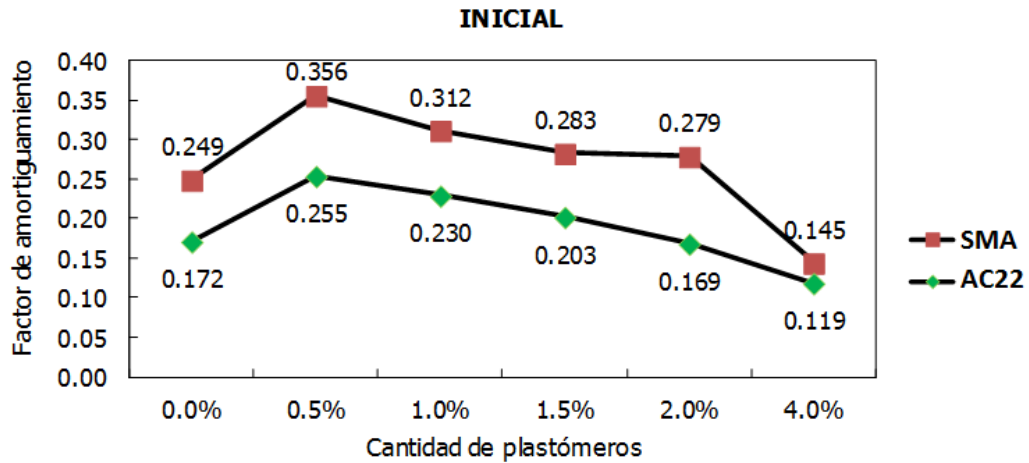


Figura 4.21 Factor de amortiguamiento inicial de las mezclas SMA y AC22 para las dosificaciones con diferentes porcentajes de plastómeros. Fuente: Elaboración propia

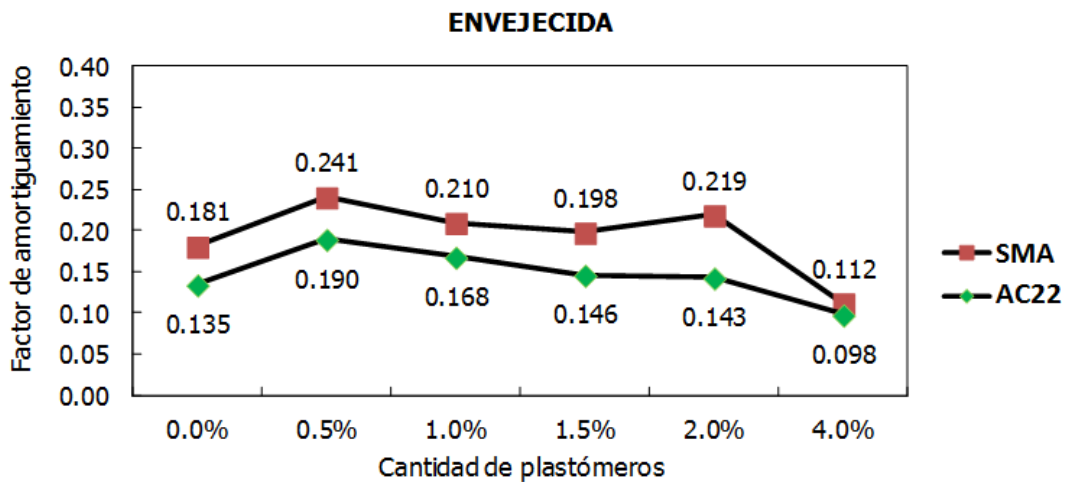


Figura 4.22 Factor de amortiguamiento de las mezclas SMA y AC22 envejecidas para las dosificaciones con diferentes porcentajes de plastómeros. Fuente: Elaboración propia

En estas gráficas se advierte que, tanto para las mezclas iniciales como las envejecidas, la SMA presenta factores de amortiguamiento mayores que la AC22. Asimismo, la diferencia entre los valores de ambas mezclas es más acusada inicialmente que envejecidas, ya que en la SMA el envejecimiento tiene mayores consecuencias en la variación de dicha propiedad. Sin embargo, cabe destacar que la mezcla SMA envejecida presenta valores del factor de amortiguamiento mayores o prácticamente iguales que la mezcla AC22 sin envejecer.

Finalmente, se comparan en la siguiente gráfica los porcentajes de variación del factor de amortiguamiento de las dos mezclas para las diferentes dosificaciones.

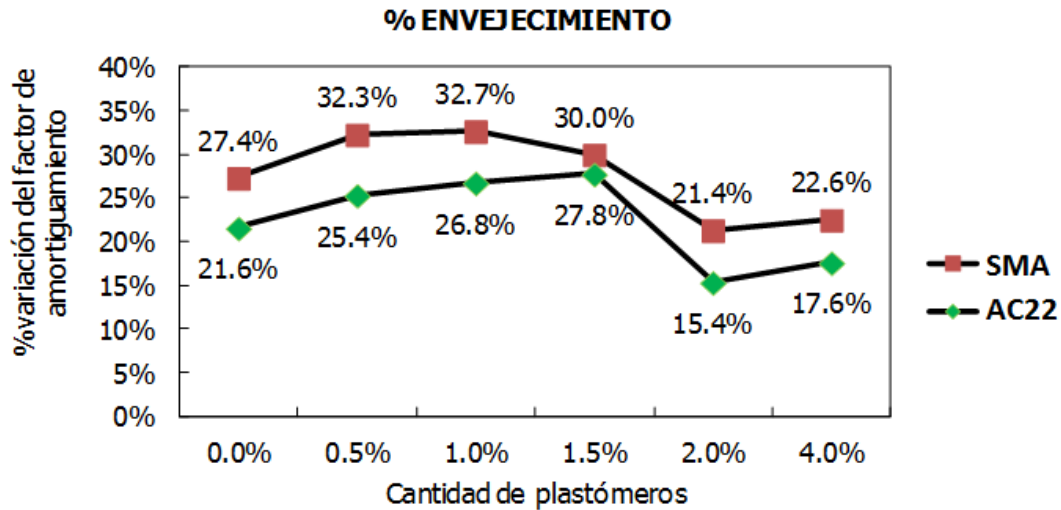


Figura 4.23 Porcentaje de variación del factor de amortiguamiento de las mezclas SMA y AC22 envejecidas para las dosificaciones con diferentes porcentajes de plastómeros.

Fuente: Elaboración propia

En la figura 4.23 se pone de manifiesto que existe una mayor afección del proceso de envejecimiento para la mezcla SMA que para la AC22. Este hecho es debido a que el incremento de contenido de betún conlleva una mayor oxidación durante el proceso de envejecimiento, ya que la mezcla SMA presenta un contenido superior en un 1% al porcentaje del betún contenido en la AC22. Además, la máxima variación del factor de amortiguamiento en la mezcla SMA se produce para la dosificación de un 1% plastómeros, mientras que para la mezcla AC20 se produce para un 1.5%.

4.2.3.2.2. Resistencia a envejecimiento en términos estructurales

En cuanto a la resistencia a envejecimiento en términos estructurales, se han evaluado las mezclas SMA y AC22 para diferentes dosificaciones y la mezcla PA para una única dosificación. El parámetro a estudiar para caracterizar el

comportamiento estructural se ha correspondido con la rigidez tangente del material.

Como se ha indicado anteriormente, el aumento de la rigidez en una mezcla bituminosa con el envejecimiento se relaciona directamente con la pérdida de ductilidad, siendo ésta el aspecto más importante a tener en cuenta en términos estructurales. Esto es debido a que, a menor ductilidad, la mezcla va a ser más frágil y por lo tanto va a fallar antes a fatiga. El parámetro analizado de cara a controlar esta pérdida de ductilidad (o lo que es lo mismo, endurecimiento o rigidización), ha sido la pendiente de la curva fuerza-desplazamiento de las gráficas de rotura a tracción indirecta, también llamada rigidez tangente.

De este modo, se muestran a continuación unas gráficas con la rigidez tangente de las mezclas, iniciales y envejecidas, para las diferentes dosificaciones (figuras 4.24 a 4.26). Se recuerda que, a mayor diferencia entre un valor y otro, peor resistencia a envejecimiento.

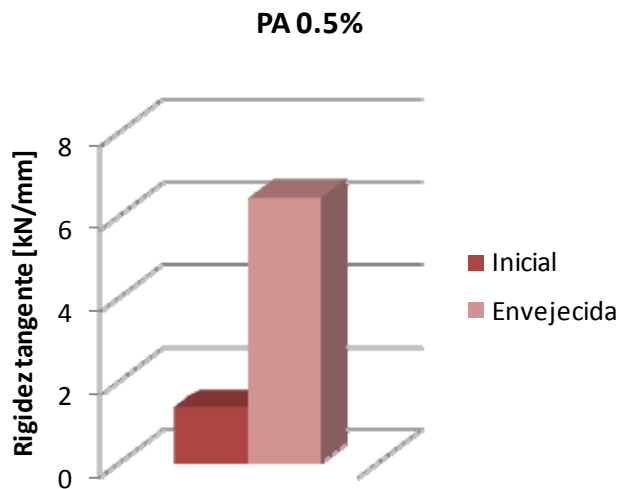


Figura 4.24 Rigidez tangente de la mezcla PA (con un 0.5 % de contenido en plastómeros) inicial y envejecida. Fuente: Elaboración propia

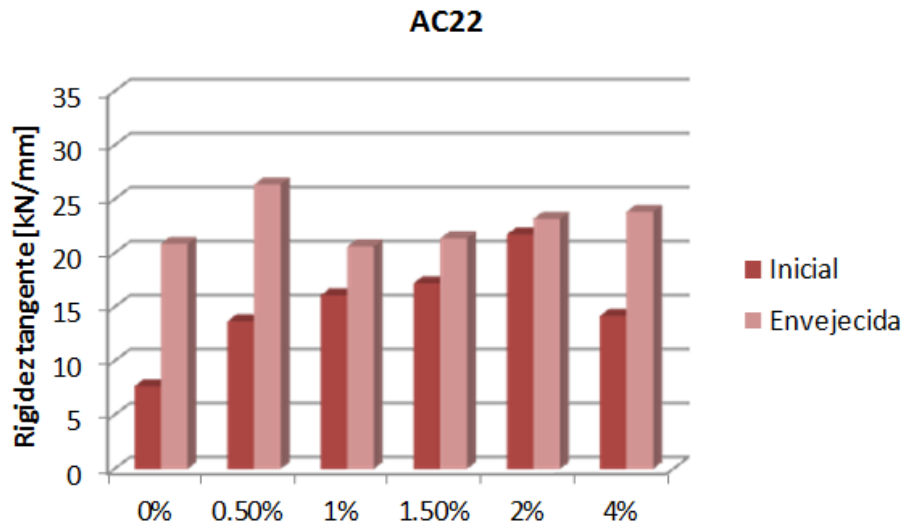


Figura 4.25 Rigidez tangente de la mezcla AC22 inicial y envejecida para dosificaciones con diferentes porcentajes de plastómeros. Fuente: Elaboración propia

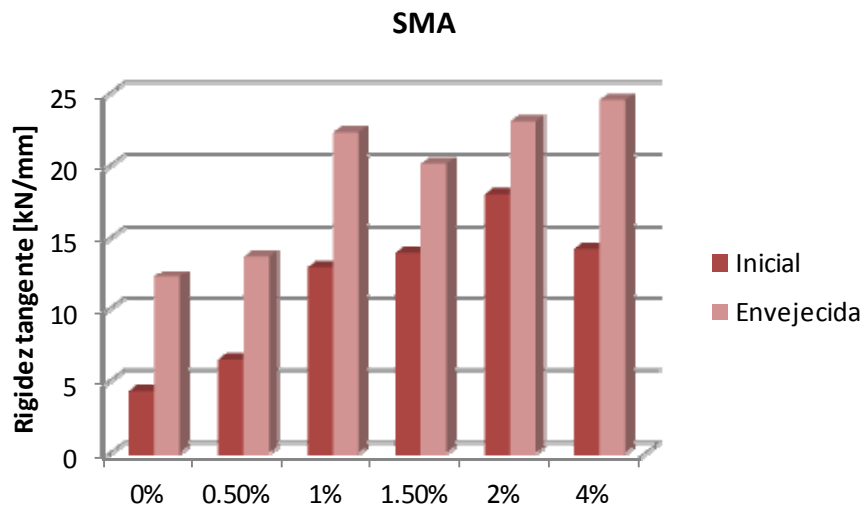


Figura 4.26 Rigidez tangente de la mezcla SMA inicial y envejecida para dosificaciones con diferentes porcentajes de plastómeros. Fuente: Elaboración propia

Los resultados confirman que en todas las mezclas ensayadas se produce un aumento de la rigidez tangente en el proceso de envejecimiento.

Seguidamente se muestra una gráfica con el aumento de rigidez, en términos porcentuales, de las diferentes dosificaciones de las tres mezclas estudiadas.

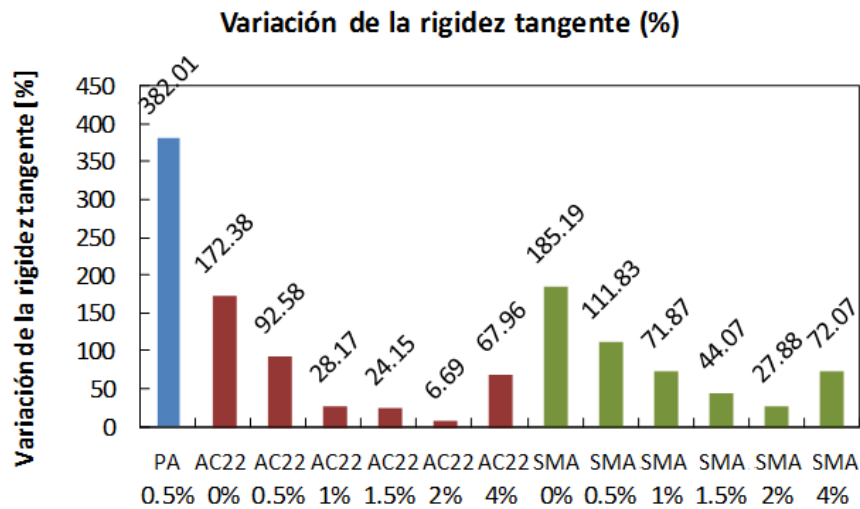


Figura 4.27 Variación de la rigidez tangente en el proceso de envejecimiento de las mezclas PA (azul), AC22 (rojo) y SMA (verde). Fuente: Elaboración propia

En primer lugar, se observa que la mezcla PA presenta un aumento de la rigidez notablemente mayor que el resto de mezclas. Esto es debido a que el porcentaje de huecos es mucho mayor en la mezcla PA que en las demás (superior al 20%), produciéndose así una mayor oxidación y con ello viéndose la rigidez afectada en mayor medida por el envejecimiento. De este modo, al tener una porosidad radicalmente más elevada, el oxígeno puede entrar libremente en el seno del material y por lo tanto el proceso de oxidación nunca se detiene.

Por otra parte, si se comparan las mezclas AC22 y SMA, se advierte que la variación de la rigidez en la primera (para todas las dosificaciones ensayadas) es menor que en la SMA. En este caso, el porcentaje de huecos es aproximadamente similar y no va a motivar el que estos sean accesibles en ninguno de los casos ya que estas mezclas son impermeables. Sin embargo, el contenido de betún es mayor en la mezcla SMA que en la mezcla AC22, hecho que provoca una mayor oxidación en el proceso de envejecimiento de la mezcla SMA ya que hay más volumen de material que oxidar.

Además, se puede ver una tendencia común en las mezclas AC22 y SMA respecto a las diferentes dosificaciones: a medida que se aumenta el contenido en plastómeros el aumento de la rigidez decrece hasta llegar al mínimo con un 2 %, momento en el cual aumenta el contenido de plastómeros y se incrementa el aumento de rigidez.

4.2.4. Obtención del módulo de rigidez

A continuación, se muestra el módulo de rigidez obtenido para cada dosificación. Los valores se han tomado para los ensayos realizados a 20°C.

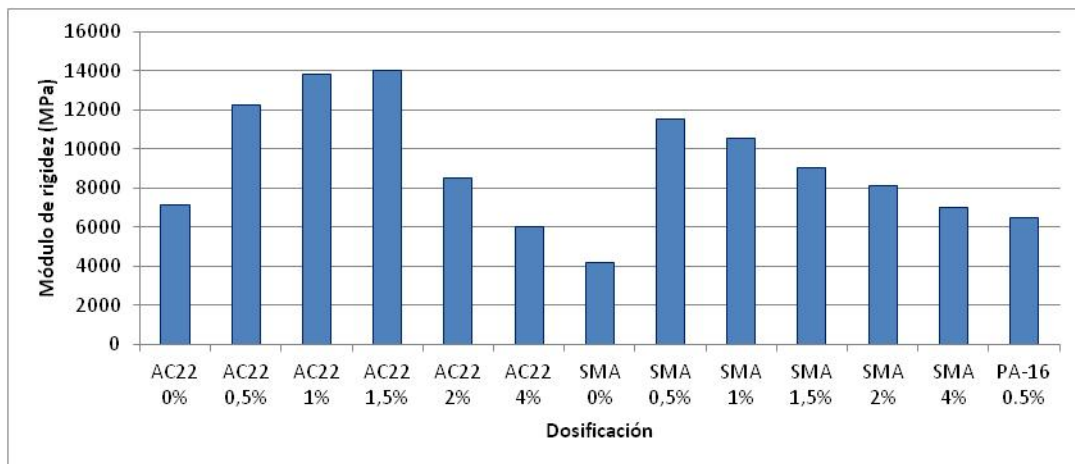


Figura 4.28 Módulo de rigidez para todas las dosificaciones que incluyen plastómeros.

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar, los módulos de rigideces presentan valores notablemente altos, se mantienen siempre por encima de los 8000 MPa (para % de plastómeros incluidos entre 0,5% y el 2%), con lo que se pueden llegar a conseguir espesores de losa asfáltica muy competitivos.

4.2.5. Resultados a partir de los ensayos base. Características básicas.

A continuación, se muestra las gráficas donde se representa para cada dosificación la pendiente media de la deformación en pista, la sensibilidad al agua, el porcentaje de huecos y la densidad másica. Estas propiedades son muy

importantes ya que son las que suelen controlar a la hora de diseñar la fórmula de trabajo de una mezcla bituminosa.

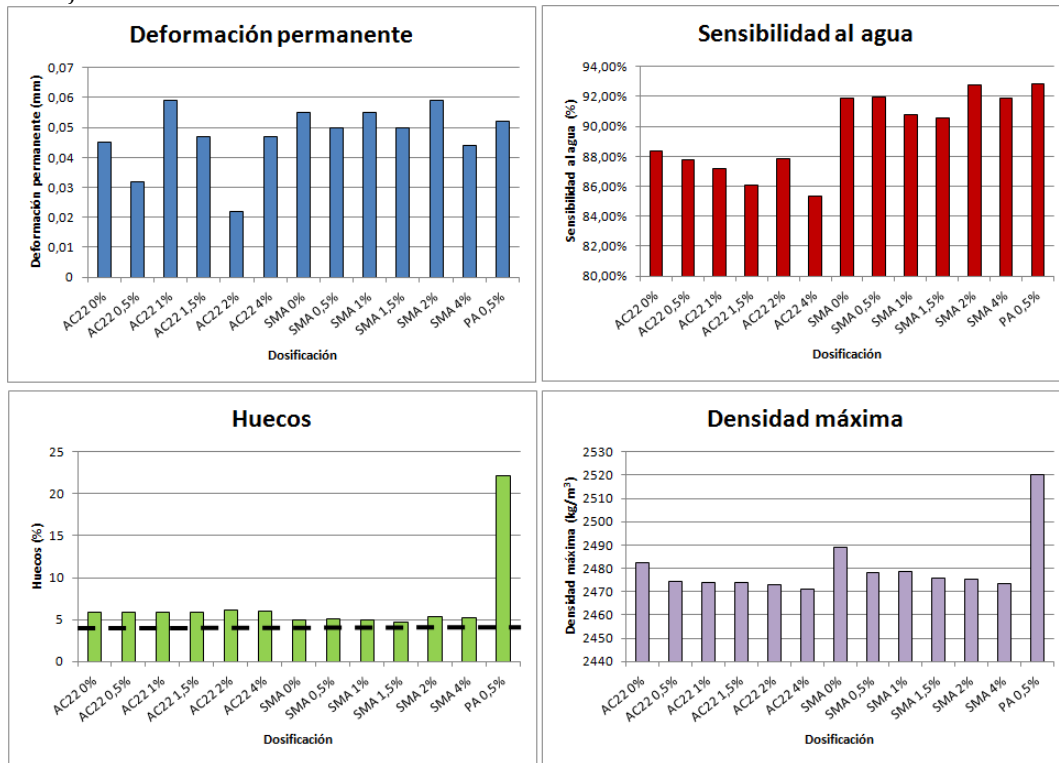


Figura 4.29 Estabilidad y deformación Marshall, densidad relativa y porcentaje de huecos para cada dosificación. Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en la figura 4.29, todas las mezclas ofrecen unas características similares (respetan un porcentaje de huecos en mezcla mayor al 4%, una pendiente media de la deformación en pista inferior al 0,07 en todos los casos y una sensibilidad al agua superior al 85% en el caso de las AC22 y superior al 90% en el caso de las SMA, como nos marca el PG3.

4.3 ELECCIÓN DE LA MEZCLA BITUMINOSA ÓPTIMA

En este apartado se obtienen conclusiones sobre qué dosificaciones planteadas con plastómeros reciclados presentan un mejor comportamiento. Para ello se hace inevitable realizar un análisis que tenga en cuenta los diferentes factores que caracterizan la respuesta de las mezclas en base a los ensayos y

pruebas a los que son sometidas, de modo que se lleve a cabo un análisis multicriterio para obtener una valoración de dichos comportamientos y de ese modo ser capaces de escoger en base a unos criterios.

La selección de la mezcla bituminosa que se vaya a emplear es de total importancia, ya que supone el elemento diferenciador de la vía en placa objeto de esta Tesis Doctoral respecto de la vía en placa de hormigón, por lo que su elección debe estar totalmente justificada y razonada. Por este motivo, en el presente apartado se analizan los resultados obtenidos de los diversos ensayos realizados a las diferentes mezclas bituminosas con plastómeros y se evalúan mediante un análisis multicriterio que pondere las diversas variables del estudio. De este análisis se obtendrán una serie de conclusiones que se indicarán al final del apartado.

4.3.1. Resultados obtenidos de los ensayos a las distintas mezclas bituminosas

4.3.1.1. Ángulo de fase

En la figura 4.30 se representa en forma de gráfica de barras el ángulo de fase obtenido por cada una de las dosificaciones ensayadas (las 9 de plastómeros) y para cada nivel de deformación transmitido (50, 150, 200 y 225 $\mu\epsilon$).

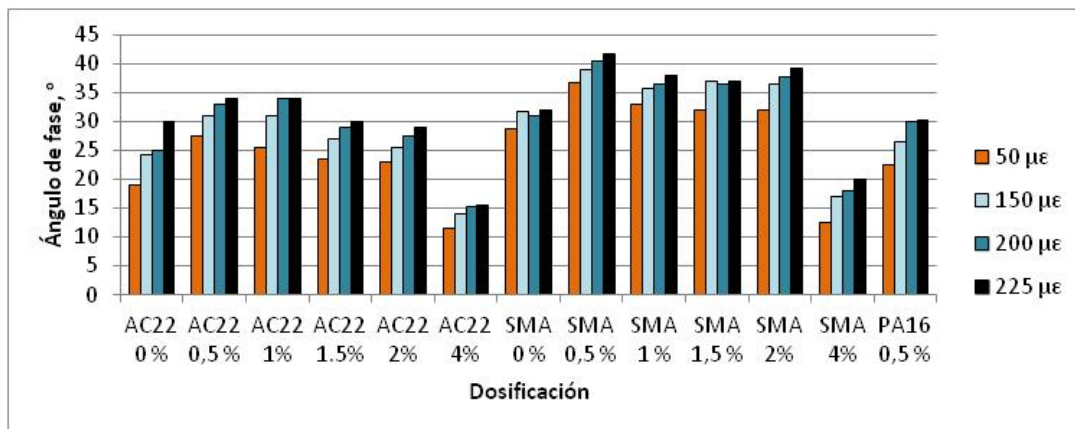


Figura 4.30 Ángulo de fase para todas las dosificaciones que incluyen plastómeros.

Fuente: Elaboración propia

Observando la gráfica anterior se puede concluir que, en términos generales, la dosificación que presenta mejores propiedades viscosas es la SMA16 para cualquiera de los porcentajes de plastómeros considerados en el estudio, mientras que la que peor comportamiento presenta en lo relativo al carácter viscoso de la mezcla es la PA16. No obstante, para una deformación de $50 \mu\epsilon$, el valor obtenido de ángulo de fase es todavía notable, superando los 20° .

Por lo tanto, el análisis se centra de forma más detallada en las dosificaciones AC22 y SMA16 puesto que presentan mejores resultados a priori.

4.3.1.2. Factor de amortiguamiento

A continuación se muestran las gráficas equivalentes a la mostrada anteriormente pero para la representar la viscosidad en términos de factor de amortiguamiento. Conviene destacar que tanto el factor de amortiguamiento como el ángulo de fase son directamente proporcionales, con lo cual las conclusiones que se obtienen son idénticas a las del apartado anterior.

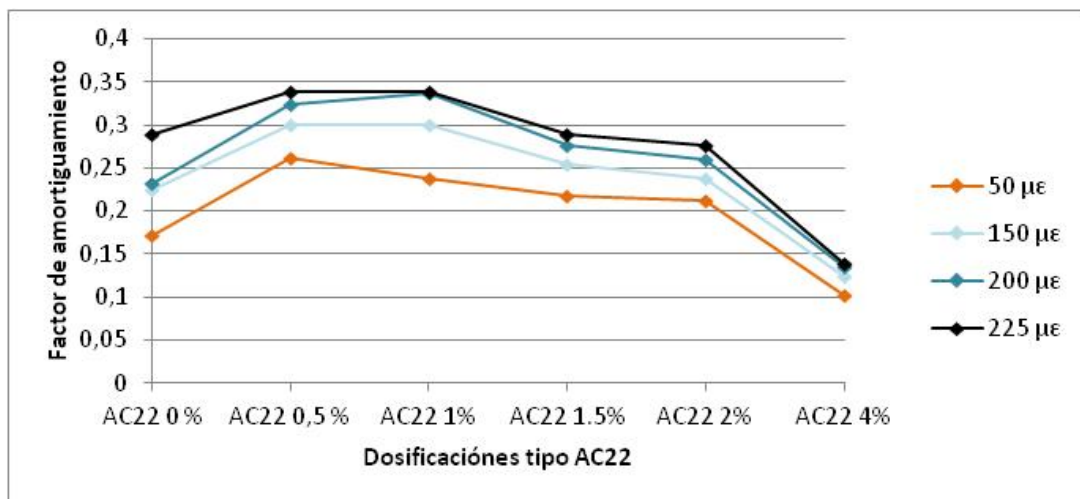


Figura 4.31 Factor de amortiguamiento para las dosificaciones pertenecientes a la mezcla AC22 para diferentes valores de la deformación en cada ciclo de carga.

Fuente: Elaboración propia

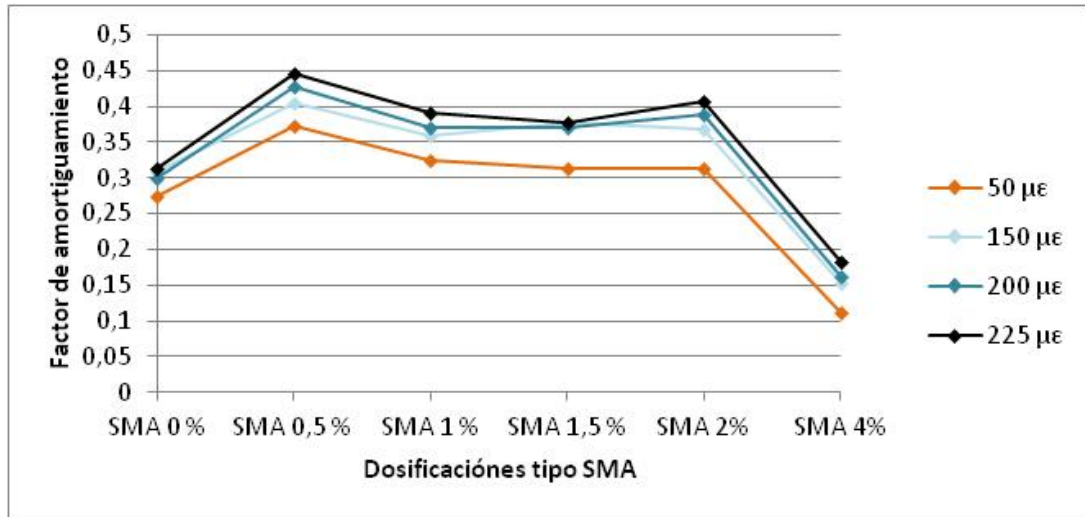


Figura 4.32 Factor de amortiguamiento para las dosificaciones pertenecientes a la mezcla SMA16 para diferentes valores de la deformación en cada ciclo de carga.

Fuente: Elaboración propia

Además, el factor de amortiguamiento se ha empleado como variable de evaluación del grado de envejecimiento de la mezcla. Así, se han sometido las probetas a envejecimiento y se ha comparado el factor de amortiguamiento inicial y final. La variación se muestra en la figura 4.33:

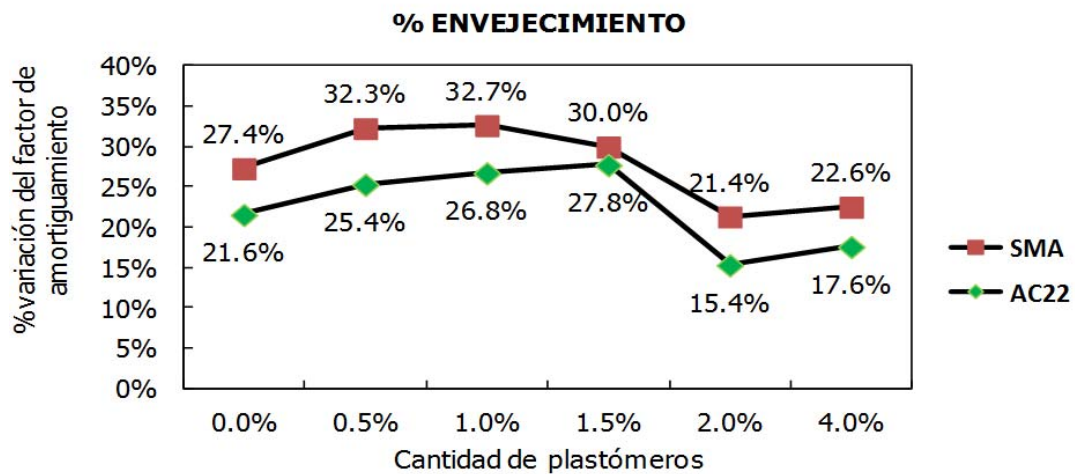


Figura 4.33 Variación de factor de amortiguamiento debido a un proceso de envejecimiento. Fuente: Elaboración propia

Se observa que la mezcla SMA presenta mayor envejecimiento, en parte debido a que la mezcla tiene más betún. En cambio, si se observan los valores absolutos, se concluye que una mezcla SMA envejecida presenta un factor de amortiguamiento similar a una mezcla AC22 sin envejecer.

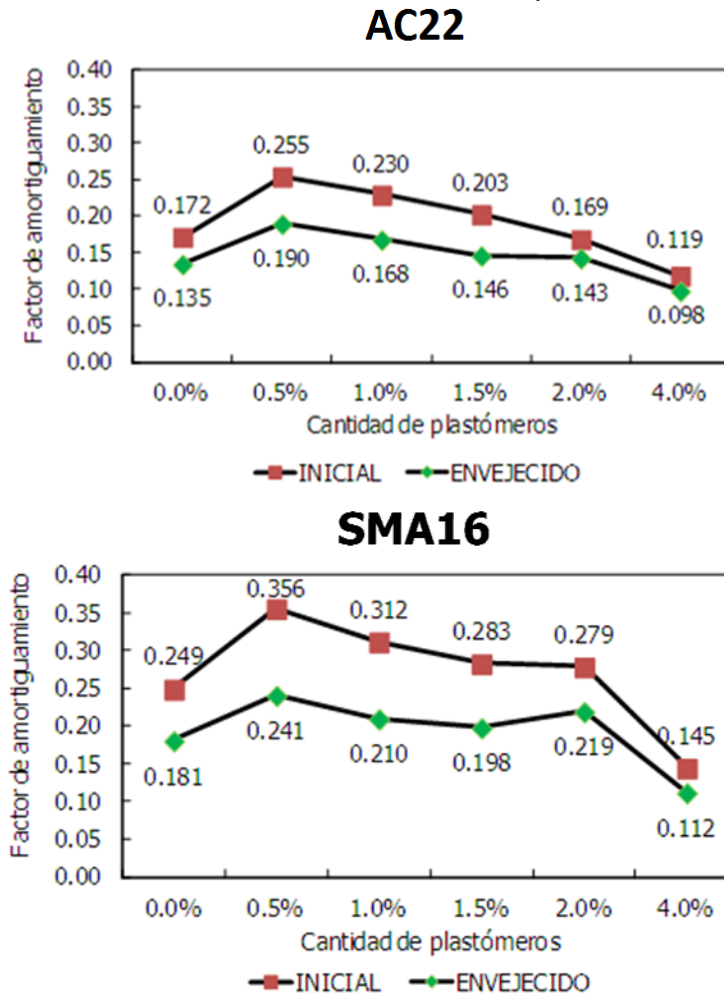


Figura 4.34 Valores de factores de amortiguamiento, para las mezclas AC22 y SMA, antes y después de envejecer. Fuente: Elaboración propia

4.3.1.3. Módulo de rigidez

En este apartado se resumen los resultados relativos al módulo de rigidez de las muestras (esto es, el comportamiento estructural de las mismas). Los

valores se han tomado para los ensayos realizados a una temperatura constante de 20°C.

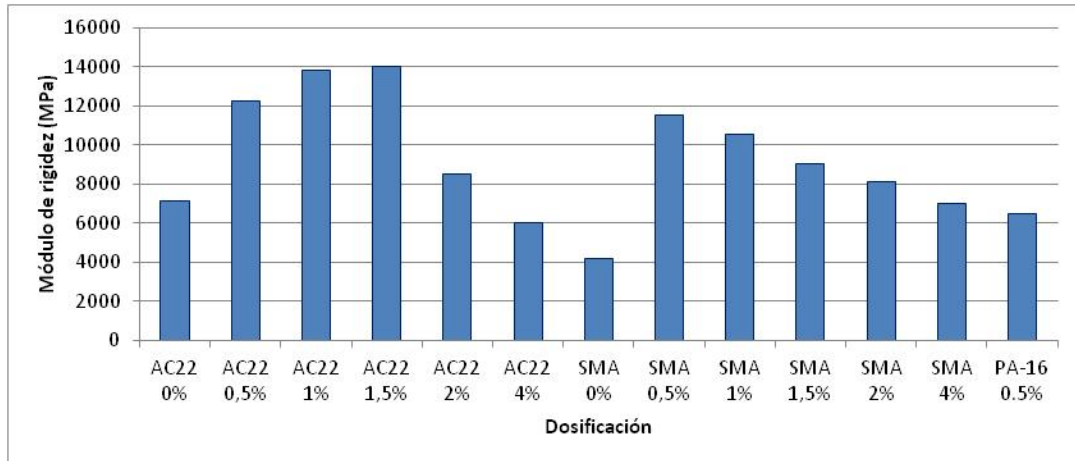


Figura 4.35 Módulo de rigidez para todas las dosificaciones que incluyen plastómeros.

Fuente: Elaboración propia

Los módulos de rigidez de las mezclas con adición de plástomeros, tal y como se aprecia en la figura 4.35, presentan por lo general valores notablemente altos (siempre por encima de los 8000 MPa, a excepción de la AC22 con % de plastómeros del 4%). Además, dentro de ellas destacan las AC22 con porcentajes de plastómeros entre 0.5% y 1.5%, pues presentan un módulo de rigidez superior a los 12000 MPa que les permite obtener espesores de losa asfáltica muy competitivos.

El módulo de rigidez también se ha considerado como variable para evaluar la resistencia a envejecimiento, pero esta vez en términos estructurales. La figura 4.36 muestra la variación de la rigidez tangente de la mezcla bituminosa debida al proceso de envejecimiento.

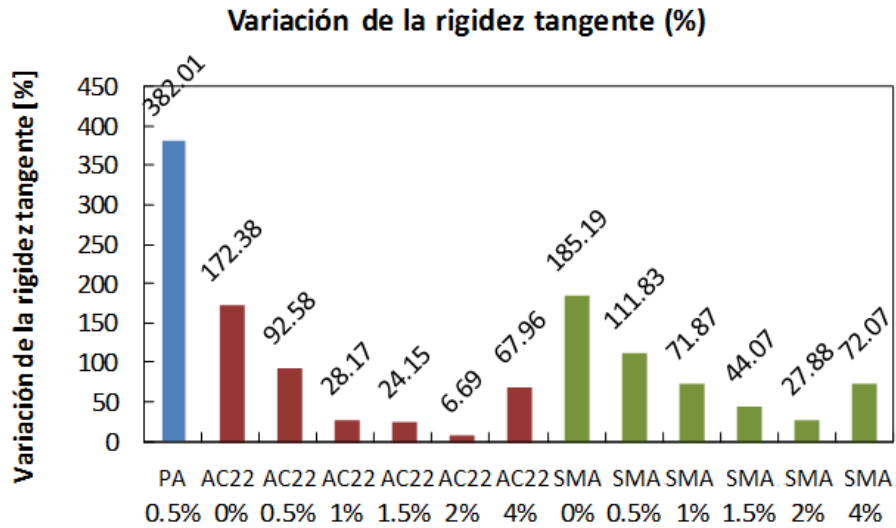


Figura 4.36 Variación de la rigidez tangente debida a un proceso de envejecimiento.

Fuente: Elaboración propia

4.3.1.4. Ensayos base

A continuación, se muestran las gráficas donde se representa para cada dosificación la pendiente media de la deformación en pista, la sensibilidad al agua, el porcentaje de huecos en la mezcla y la densidad máxima (figura 4.37). Estas propiedades son muy importantes ya que son las que suelen controlar a la hora de diseñar la fórmula de trabajo de una mezcla bituminosa.

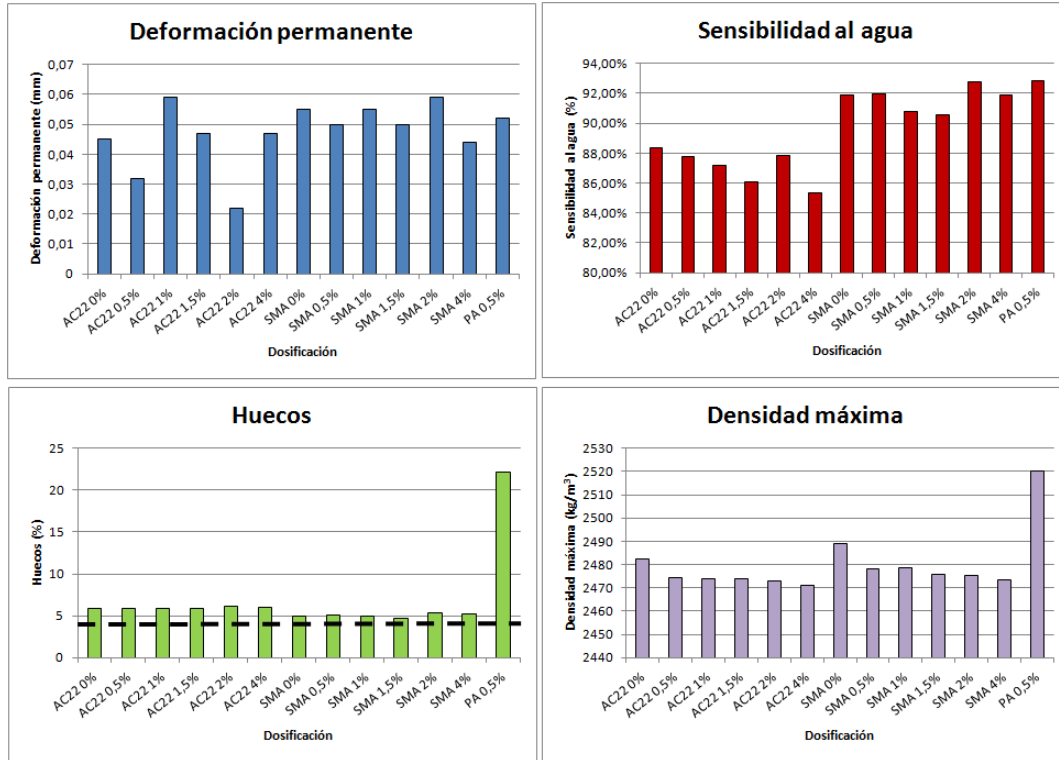


Figura 4.37 Estabilidad y deformación Marshall, densidad relativa y porcentaje de huecos para cada dosificación. Fuente: Elaboración propia

En las gráficas se aprecia que todas las mezclas presentan unas características similares y a grandes rasgos no hay diferencias muy significativas entre las mismas. Todas poseen un porcentaje de huecos en mezcla por encima del 4% y un valor adecuado en cuanto a la pendiente media de la deformación en pista y la sensibilidad al agua.

4.3.2. Análisis multicriterio

En el punto anterior se han mostrado los resultados de los ensayos a los que se han sometido las diferentes muestras de dosificaciones con diversos niveles de de plastómeros. Gracias a ello, en este punto se realiza el análisis que permite concluir qué muestra presenta un comportamiento óptimo en función de los parámetros mostrados. Para ello, conviene comenzar realizando un pequeño recordatorio de los resultados más destacados (véase la tabla 4.5).

Tipo de mezcla	ENSAYOS BÁSICOS NFU				RIGIDEZ	ÁNGULO DE FASE				FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO			
	Deformación perm. (mm)	Sensibilidad (%)	Huecos (%)	Dens.máx . (kg/m³)	Rigidez (MPa)	50με	150με	200με	225με	50με	150με	200με	225με
1	0.04	85.4	6.28	2455.02	8059	12.8	18.5	20	19.5	0.114	0.167	0.182	0.177
2	0.046	87.62	5.59	2430.06	14065	13	17.4	21	21.4	0.115	0.157	0.192	0.196
3	0.038	85.81	5.99	2445.02	8687	13.6	17.6	19.4	21.6	0.121	0.159	0.176	0.198
4	0.045	85.69	5.27	2430.06	11244	12.9	18	19.3	20.7	0.115	0.162	0.175	0.189
5	0.038	85.94	6.09	2432.92	11572	10	15.8	16.6	17.5	0.088	0.141	0.149	0.158
6	0.056	85.35	4.57	2422.35	6950	13.8	15.7	15.8	17	0.123	0.141	0.141	0.153
7	0.05	86.73	5.95	2432.92	8602	13.4	17.1	18	19.2	0.119	0.154	0.162	0.174
8	0.056	85.94	4.08	2422.35	7322	13.4	16.2	16.6	18.7	0.119	0.145	0.149	0.169
AC22 0%	0.045	88.34	5.81	2482.23	7125	19	24.2	24.9	30.1	0.172	0.225	0.232	0.290
AC22 0.5%	0.032	87.76	5.91	2474.32	12227	27.6	31	33	34.1	0.261	0.300	0.325	0.339
AC22 1%	0.059	87.2	5.89	2473.95	13826	25.5	31	34	34.1	0.238	0.300	0.337	0.339
AC22 1.5%	0.047	86.06	5.9	2473.86	14023	23.5	27	29	30	0.217	0.255	0.277	0.289
AC22 2%	0.022	87.86	6.12	2472.9	8536	23	25.5	27.4	29	0.212	0.238	0.259	0.277
AC22 4%	0.047	85.35	6.01	2471.25	6012	11.5	14	15.2	15.5	0.102	0.125	0.136	0.139
SMA 0%	0.055	91.87	4.94	2488.96	4215	28.8	31.7	31	32	0.275	0.309	0.300	0.312
SMA 0.5%	0.05	91.94	5.14	2477.91	11523	36.7	39	40.6	41.7	0.373	0.405	0.429	0.445
SMA 1%	0.055	90.79	4.89	2478.63	10521	33	35.7	36.5	38	0.325	0.359	0.370	0.391
SMA 1.5%	0.05	90.56	4.69	2475.92	9023	32.1	37.1	36.5	37	0.314	0.378	0.370	0.377
SMA 2%	0.059	92.76	5.29	2475.25	8103	32.1	36.4	37.8	39.2	0.314	0.369	0.388	0.408
SMA 4%	0.044	91.85	5.19	2473.26	7026	12.6	17.1	17.9	20.1	0.112	0.154	0.161	0.183
PA 0.5%	0.052	92.85	22.2	2520	6502	22.4	26.6	29.9	30.3	0.206	0.250	0.288	0.292

Tabla 4.5. Resumen de resultados de los ensayos realizados a cada muestra. Fuente: Elaboración propia

Una vez expuestos los resultados, es momento de comenzar con el análisis multicriterio, en el cual intervendrán diferentes criterios de valoración que permitirán seleccionar las alternativas más favorables.

4.3.2.1. Procedimiento a seguir

El procedimiento a seguir para la selección de las muestras óptimas con las que fabricar la vía en placa objeto de la presente Tesis es el que corresponde a un estudio multicriterio tipo PRESS.

Dicho procedimiento permite seleccionar las alternativas óptimas, de entre un conjunto amplio, siempre que éstas sean superiores al resto desde el punto de vista de un amplio conjunto de criterios y, a su vez, no sea desaconsejable desde el resto del conjunto de criterios de evaluación empleados.

El procedimiento de análisis que se seguirá en la selección de las dosificaciones consideradas se estructura como sigue a continuación:

- ✓ En primer lugar se definen los criterios de valoración que han de ser empleados para la selección de las alternativas más ventajosas, los cuales se denotan como c_j .
- ✓ A continuación se asigna a cada uno de los criterios de valoración definidos previamente un peso (ponderación), en función de la relevancia que tengan para el cumplimiento de los objetivos finales. Los pesos se denominan p_j .
- ✓ Seguidamente, se analizan todas las alternativas consideradas y se les asigna una puntuación en función de cada uno de los criterios de valoración definidos previamente, esto es un x_{ij} a cada una de las muestras y para cada criterio.
- ✓ Tras la asignación de las puntuaciones, se homogenizan los resultados a través de la elaboración de una "matriz de valoración" cuyos elementos son los valores ponderados del factor c_j para la alternativa x_{ij} de acuerdo con la siguiente ecuación, donde x_{jmax} es la máxima puntuación registrada para el criterio de valoración c_j :

$$Q(i, j) = \frac{x_{ij}}{x_{jmax}} \cdot p_j \quad (\text{Ec. 4.8})$$

- ✓ Una vez se calculan los valores homogenizados se obtiene la denominada “matriz de dominación”, la cual sirve para comparar los efectos de cada criterio de valoración en las distintas alternativas. En este sentido, una muestra será más favorable a otra, en un determinado criterio, cuando el valor $Q(i,j)$ para dicho criterio sea superior al de la otra muestra. De este modo, los elementos (i,j) de la matriz de denominación $T(i,j)$ se obtienen como la suma de las diferencias entre las puntuaciones de los diferentes criterios en los que x_i domina a x_j , según la siguiente expresión:

$$T(i,j) = \sum_{k=1}^n (Q(i,k) - Q(j,k)) \quad (\text{Ec. 4.9})$$

$$\text{con } Q(i,k) \geq Q(j,k) \quad (\text{Ec. 4.10})$$

Como cabe esperar de acuerdo con la ecuación anterior, la matriz de dominación presentará una diagonal nula, dado que una alternativa no es ni mejor ni peor que sí misma.

- ✓ Finalmente se obtienen los índices de dominación (ID_i) de cada una de las alternativas consideradas de acuerdo con la siguiente ecuación, donde D_i es la suma de los elementos de la fila i de la matriz de dominación (lo cual representa el dominio de la alternativa i sobre las demás) y d_i es la suma de los elementos de la columna i de la matriz de dominación (lo cual representa el dominio de las demás alternativas sobre la muestra i).

$$ID_i = \frac{D_i}{d_i} \quad (\text{Ec. 4.11})$$

Por lo tanto, este parámetro permitirá conocer la importancia relativa que posee una muestra i frente al resto de muestras una vez considerados todos los criterios de evaluación.

4.3.2.2. Criterios de valoración

Los criterios de valoración que han sido considerados para llevar a cabo el estudio multicriterio son los que se exponen a continuación. Dichos parámetros son los derivados de los ensayos que se han realizado y que permiten obtener unos resultados cuantitativos para su comparación entre las diferentes muestras.

- ✓ Criterio I: Comportamiento viscoso.
- ✓ Criterio II: Comportamiento estructural.

- ✓ Criterio III: Resistencia a deformaciones plásticas.
- ✓ Criterio IV: Resistencia conservada tras la inmersión en agua.
- ✓ Criterio V: Porcentaje de huecos en las muestras.
- ✓ Criterio VI: Coste económico

4.3.2.2.1. Criterio I: comportamiento viscoso

El comportamiento viscoso de la mezcla bituminosa es una característica esencial de la misma, ya que permitirá definir la capacidad de la mezcla de mitigar las vibraciones (aspecto fundamental en el desarrollo de esta nueva vía en placa tranviaria). Para poder determinarlo, se ha estudiado el ángulo de fase mediante sollicitaciones a diferentes niveles de carga (cuyos resultados se han expuesto en el punto anterior, por lo que a continuación se muestran tan sólo los resultados finales) y se ha otorgado un peso p_j de 30 sobre 100 dada la gran relevancia de este criterio.

La exigencia que se establecía es que el ángulo de fase debía ser superior a los 20-25°. No obstante, se ha establecido una triple valoración al respecto tal y como se muestra a continuación:

❖ Valoración 1: Ángulo de fase en los distintos ciclos de carga.

En este caso se analizan los resultados del ángulo de fase en cada ciclo y se valora en cuántos de ellos se superan los 25°:

- ✓ Si no supera en ninguno de los ciclos de carga los 25°: 0
- ✓ Si supera los 25° en 1/5 ciclos de carga: 2
- ✓ Si supera los 25° en 2/5 ciclos de carga: 4
- ✓ Si supera los 25° en 3/5 ciclos de carga: 6
- ✓ Si supera los 25° en 4/5 ciclos de carga: 8
- ✓ Si supera los 25° en todos los ciclos de carga: 10

❖ Valoración 2: Valor medio de los 5 ciclos de carga.

En este caso se asigna un coeficiente multiplicador “k” a cada mezcla de acuerdo con la siguiente valoración:

- ✓ A la mezcla con mayor valor medio de ángulo se le asigna un coeficiente multiplicador $k=1$

- ✓ A la mezcla que obtiene un menor valor medio de ángulo de fase se asigna un coeficiente multiplicador $k=0.5$
 - ✓ Al resto de dosificaciones se les aplica la proporcionalidad entre $k=0.5$ y $k=1$. La razón de aplicar como mínimo un 0.5 es porque incluso los ángulos de fase más bajos también son valores muy aceptables para amortiguar las vibraciones.
- ❖ Valoración 3: Envejecimiento del factor de amortiguamiento medido a partir de la variación en porcentaje.
- De nuevo, en este caso se asigna un coeficiente multiplicador "k" a cada mezcla de acuerdo con la siguiente valoración:
- ✓ A la mezcla con menor porcentaje de amortiguamiento de vibraciones se le aplica el coeficiente multiplicador $k=1$
 - ✓ A la mezcla con mayor porcentaje de amortiguamiento se le aplica el coeficiente multiplicador $k=0.75$
 - ✓ Al resto de dosificaciones se les aplica la proporcionalidad entre $k=0.75$ y $k=1$. La razón de aplicar como mínimo un 0.75 a la de mayor envejecimiento es porque, tal y como se ha comentado anteriormente, incluso los coeficientes de amortiguación de las mezclas envejecidas son buenos.

MUESTRA	ÁNGULO FASE 5 CICLOS	VALOR MEDIO	ENVEJECIMIENTO (% f.amortiguamiento)	VALORACIÓN
AC22-0%	2/5	22	21.6	1.26
AC22-0.5%	5/5	34	25.4	6.92
AC22-1%	4/5	30	26.8	4.38
AC22-1.5%	3/5	28	27.8	2.85
AC22-2%	3/5	26	15.4	3.00
AC22-4%	0/5	13	17.6	0.00
SMA-0%	5/5	31	27.4	5.73
SMA-0.5%	5/5	39	32.3	7.57
SMA-1%	5/5	36	32.7	6.65
SMA-1.5%	5/5	37	30	7.30
SMA-2%	5/5	36	21.4	8.09
SMA-4%	0/5	17	22.6	0.00

Tabla 4.6. Valoración de cada dosificación según el Criterio I. Fuente: Elaboración propia

4.3.2.2.2. Criterio II: comportamiento estructural

Se trata de otro de los criterios de mayor relevancia en el estudio de las muestras, ya que la mezcla bituminosa va a formar parte de una capa rodante y por ende precisará de una capacidad estructural considerable para recibir y transmitir esfuerzos a las capas inferiores sin sufrir deformaciones considerables.

El peso que se otorga a este criterio es de 20 sobre 100 y la valoración se realiza del siguiente modo:

- ❖ Valoración 1: Valor medio del módulo de rigidez.

La capacidad estructural de las mezclas se mide a través de su módulo de rigidez; el cual se determina que ha de ser superior a 6000 MPa. Los resultados han mostrado que todas las mezclas (con las diferentes dosificaciones de plastómeros) han superado dicho umbral, por lo que se valorará positivamente aquellas muestras que con mayor diferencia superen dicho valor de acuerdo con la siguiente valoración:

- ✓ Se otorga un valor de 5 a las muestras con módulos de rigidez inferiores a los 6000 MPa y 1 punto más por cada 2000MPa.

- ❖ Valoración 2: Envejecimiento, medido a partir de la variación en porcentaje, del módulo de rigidez tangente.
- ✓ La mezcla con menor envejecimiento estructural se le aplica el coeficiente multiplicador $k=1$, a la de mayor envejecimiento $k=0,75$ y al resto de mezclas se la aplica la proporcionalidad entre estos dos valores.

MUESTRA	MÓDULO RIGIDEZ	ENVEJECIMIENTO (% módulo)	VALORACIÓN
AC22-0%	7125	172.38	5.78
AC22-0.5%	12227	92.58	8.58
AC22-1%	13826	28.17	9.76
AC22-1.5%	14023	24.15	9.88
AC22-2%	8536	6.69	7.25
AC22-4%	6012	67.96	5.76
SMA-0%	4215	185.19	4.49
SMA-0.5%	11523	111.83	8.14
SMA-1%	10521	71.87	7.89
SMA-1.5%	9023	44.07	7.31
SMA-2%	8103	27.88	6.90
SMA-4%	7026	72.07	6.22

Tabla 4.7. Valoración de cada dosificación según el Criterio II. Fuente: Elaboración propia

4.3.2.2.3. Criterio III: Resistencia a deformaciones plásticas

La resistencia a deformaciones plásticas, determinada mediante el ensayo de pista de laboratorio, deberá cumplir lo establecido en las tablas 542.13.a o 542.13.b del PG3 del 2014, de donde se obtiene que el valor más restrictivo es de 0.07. Con este ensayo se mide la deformación remanente en una probeta tras la realización de 10000 ciclos a una temperatura de 60 °C.

La importancia de este parámetro es menor respecto a los criterios anteriores, por lo que se le asigna un peso de 10 sobre 100. Además, respecto a su valoración, dado que todas las muestras presentan valores inferiores a ese 0.07, se asignará a dicho valor una puntuación de 5 y se incrementará progresivamente conforme se reduzcan los resultados.

MUESTRA	PENDIENTE MEDIA DEF. EN PISTA	VALORACIÓN
AC22-0%	0.045	7.50
AC22-0.5%	0.032	9.00
AC22-1%	0.059	6.00
AC22-1.5%	0.047	7.30
AC22-2%	0.022	9.80
AC22-4%	0.047	7.30
SMA-0%	0.055	6.50
SMA-0.5%	0.05	7.00
SMA-1%	0.055	6.50
SMA-1.5%	0.05	7.00
SMA-2%	0.059	6.00
SMA-4%	0.044	7.60

Tabla 4.8. Valoración de cada dosificación según el Criterio III.

Fuente: Elaboración propia

4.3.2.2.4. Criterio IV: Resistencia conservada tras la inmersión en agua

La resistencia conservada o sensibilidad al agua es una forma de medir la adhesividad árido-ligante al sumergir la mezcla en agua. Este parámetro se obtiene en un ensayo en el que se compara la resistencia a tracción indirecta de una probeta seca con la resistencia a tracción indirecta de una probeta que se ha sumergido en agua. Según el PG3 2014, la sensibilidad al agua debe ser superior al 85% en capas de rodadura y hormigones asfálticos (AC22), mientras que en el caso de mezclas discontinuas (SMA) debe ser superior a 90%.

El peso otorgado a este criterio es, al igual que el de estabilidad, de 10 sobre 100. Además, respecto a su valoración, como todas las muestras estudiadas cumplen las limitaciones indicadas en el PG3 y tienen valores muy próximos entre sí, se asignará una puntuación de 5 a todas ellas y se incrementará en un punto adicional por cada punto que se separen del valor mínimo marcado.

MUESTRA	SENSIBILIDAD AL AGUA	VALORACIÓN
AC22-0%	88.34%	8.34
AC22-0.5%	87.76%	7.76
AC22-1%	87.20%	7.20
AC22-1.5%	86.06%	6.06
AC22-2%	87.86%	7.86
AC22-4%	85.35%	5.35
SMA-0%	91.87%	6.87
SMA-0.5%	91.94%	6.94
SMA-1%	90.79%	5.79
SMA-1.5%	90.56%	5.56
SMA-2%	92.76%	7.76
SMA-4%	91.85%	6.85

Tabla 4.9. Valoración de cada dosificación según el Criterio IV.

Fuente: Elaboración propia

4.3.2.2.5. Criterio V: porcentaje de huecos

El porcentaje de huecos es un parámetro útil tanto para determinar el nivel de compactación como para tener un indicador de la fabricación de la mezcla. Se trata pues de un parámetro que afecta principalmente al proceso constructivo más que a la propia respuesta de la mezcla, por lo que adquiere el menor peso de todos los criterios (un 5 sobre 100).

Además, respecto a su valoración, como la variabilidad que presentan las diferentes alternativas es casi nula y todas ellas superan el umbral del 4% (mínimo exigido en capas de rodadura para tráfico pesados T0, T1 y T2), se asignará una puntuación de 5 para el 4% y se irá aumentando proporcionalmente al doble de la diferencia del % de huecos respecto a este 4%

MUESTRA	%HUECOS	VALORACIÓN
AC22-0%	5.81	8.62
AC22-0.5%	5,91	8.82
AC22-1%	5.89	8.78
AC22-1.5%	5.9	8.80
AC22-2%	6.12	9.24
AC22-4%	6.01	9.02
SMA-0%	4.94	6.88
SMA-0.5%	5.14	7.28
SMA-1%	4.89	6.78
SMA-1.5%	4.69	6.38
SMA-2%	5.29	7.58
SMA-4%	5.19	7.38

Tabla 4.10. Valoración de cada dosificación según el Criterio V. Fuente: Elaboración propia

4.3.2.2.6. Criterio VI: Coste económico

Este es el único criterio que no se fundamenta en ningún ensayo realizado, pero su valoración puede realizarse a partir de los costes reales obtenidos de bibliografía [51]. De este modo, se conoce que el coste de los plastómeros añadidos es muy elevado en comparación con los áridos a los que sustituye, siendo por tanto el coste de la mezcla mayor cuanto mayor sea el % de aditivo empleado. Por este motivo, y dada la gran importancia del coste económico, se ha asignado un peso de 25 sobre 100 y se ha otorgado una escala de valoración lineal como la que sigue:

- ✓ 0% de plastómeros: 10
- ✓ 0.5% de plastómeros: 9
- ✓ 1% de plastómeros: 8
- ✓ 1.5% de plastómeros: 7
- ✓ 2% de plastómeros: 6
- ✓ 4% de plastómeros: 2

MUESTRA	%PLASTÓMEROS	VALORACIÓN
AC22-0%	0	10
AC22-0.5%	0.5	9
AC22-1%	1	8
AC22-1.5%	1.5	7
AC22-2%	2	6
AC22-4%	4	2
SMA-0%	0	10
SMA-0.5%	0.5	9
SMA-1%	1	8
SMA-1.5%	1.5	7
SMA-2%	2	6
SMA-4%	4	2

Tabla 4.11. Valoración de cada dosificación según el Criterio V. Fuente: Elaboración propia

4.3.2.3. Valoración y selección de las muestras óptimas

En el punto anterior se han otorgado los pesos para los diferentes criterios y se han asignado puntuaciones a cada alternativa para cada criterio. El procedimiento a seguir para obtener las mezclas más ventajosas ya ha sido expuesto anteriormente, por lo que a continuación se procederá únicamente a indicar los valores obtenidos en las diferentes matrices del estudio multicriterio.

La matriz de valoración obtenida, en referencia a los 6 criterios de valoración que han sido considerados, se indica a continuación:

	Criterio I	Criterio II	Criterio III	Criterio IV	Criterio V	Criterio VI
AC22-0%	0.0468	0.1170	0.0765	0.1000	0.0466	0.2500
AC22-0.5%	0.2567	0.1736	0.0918	0.0930	0.0477	0.2250
AC22-1%	0.1623	0.1975	0.0612	0.0863	0.0475	0.2000
AC22-1.5%	0.1056	0.2000	0.0745	0.0727	0.0476	0.1750
AC22-2%	0.1114	0.1467	0.1000	0.0942	0.0500	0.1500
AC22-4%	0.0000	0.1165	0.0745	0.0641	0.0488	0.0500
SMA-0%	0.2126	0.0909	0.0663	0.0824	0.0372	0.2500
SMA-0.5%	0.2809	0.1647	0.0714	0.0832	0.0394	0.2250
SMA-1%	0.2466	0.1597	0.0663	0.0694	0.0367	0.2000
SMA-1.5%	0.2706	0.1480	0.0714	0.0667	0.0345	0.1750
SMA-2%	0.3000	0.1396	0.0612	0.0930	0.0410	0.1500
SMA-4%	0.0000	0.1258	0.0776	0.0821	0.0399	0.0500

Tabla 4.12. Matriz de valoración. Fuente: Elaboración propia

La matriz de dominación se obtiene de la forma explicada anteriormente:

	AC22-0%	AC22-0%	AC22-1%	AC22-1.5%	AC22-2%	AC22-4%	SMA-0%	SMA-0.5%	SMA-1%	SMA-1.5%	SMA-2%	SMA-4%	Di
AC22-0%	0.00	0.07	0.05	0.08	0.17	0.20	0.08	0.04	0.09	0.12	0.15	0.10	1.115
AC22-0.5%	0.27	0.00	0.14	0.20	0.31	0.44	0.18	0.07	0.09	0.12	0.16	0.45	2.422
AC22-1%	0.20	0.02	0.00	0.08	0.22	0.34	0.16	0.09	0.08	0.12	0.15	0.36	1.820
AC22-1.5%	0.14	0.08	0.00	0.00	0.14	0.26	0.16	0.05	0.08	0.10	0.13	0.28	1.426
AC22-2%	0.12	0.01	0.01	0.02	0.00	0.20	0.06	0.03	0.01	0.02	0.01	0.19	0.652
AC22-4%	0.00	0.00	0.00	0.00	0.07	0.00	0.07	0.06	0.04	0.04	0.05	0.02	0.356
SMA-0%	0.17	0.07	0.18	0.18	0.22	0.36	0.00	0.06	0.07	0.10	0.10	0.25	1.754
SMA-0.5%	0.28	0.02	0.14	0.23	0.29	0.45	0.17	0.00	0.06	0.08	0.13	0.44	2.308
SMA-1%	0.24	0.00	0.08	0.17	0.23	0.39	0.13	0.02	0.00	0.04	0.10	0.39	1.793
SMA-1.5%	0.25	0.00	0.11	0.17	0.22	0.38	0.14	0.02	0.02	0.00	0.06	0.37	1.748
SMA-2%	0.28	0.09	0.14	0.19	0.21	0.37	0.14	0.06	0.07	0.05	0.00	0.39	1.994
SMA-4%	0.01	0.00	0.00	0.00	0.04	0.01	0.04	0.04	0.02	0.02	0.04	0.00	0.224
di	1.950	0.359	0.853	1.307	2.130	3.406	1.317	0.534	0.625	0.807	1.083	3.239	

Tabla 4.13. Matriz de dominación. Fuente: Elaboración propia

De este modo, a partir de los resultados mostrados en la tabla 4.13, se obtienen los siguientes índices de dominación:

	D_i	d_i	$ID= D_i/d_i$
AC22-0%	1.115	1.950	0.572
AC22-0.5%	2.422	0.359	6.737
AC22-1%	1.820	0.853	2.134
AC22-1.5%	1.426	1.307	1.091
AC22-2%	0.652	2.130	0.306
AC22-4%	0.356	3.406	0.104
SMA-0%	1.754	1.317	1.331
SMA-0.5%	2.308	0.534	4.325
SMA-1%	1.793	0.625	2.866
SMA-1.5%	1.748	0.807	2.167
SMA-2%	1.994	1.083	1.842
SMA-4%	0.224	3.239	0.069

Tabla 4.14. Índice de Dominación. Fuente: Elaboración propia

Finalmente, tras la realización del estudio multicriterio para la selección de las mezclas óptimas, en base a los 6 criterios expuestos anteriormente, se puede concluir que las muestras más ventajosas para el desarrollo de la nueva vía en placa tranviaria de mezcla bituminosa son:

- ✓ AC22-0.5%
- ✓ SMA-0.5%

Ambas presentan un muy buen comportamiento viscoso, un coste económico reducido y un equilibrado comportamiento en el resto de variables.

5. DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LA NUEVA VIA EN PLACA TRANVIARIA

5.1 DISEÑO DE LA NUEVA VÍA EN PLACA TRANVIARIA

5.1.1. Tipología de vía tranviaria a conseguir

El presente apartado busca definir una solución constructiva óptima de vía en placa tranviaria, a base de una adecuada configuración de capas granulares y bituminosas con los materiales desarrollados en el capítulo anterior.

Además, con el objetivo de que la nueva vía en placa a desarrollar pueda ser empleada en entornos urbanos, ha resultado imprescindible que ésta sea de tipología embebida (esto es, que el carril tranviario quede perfectamente integrado en la losa bituminosa a desarrollar). De este modo, se logra compatibilizar la rodadura neumática (predominante en el tráfico rodado urbano) y la rodadura ferroviaria.

Surge de este modo el concepto de tipología de carril embebido como una superestructura de vía integrada en la que la losa portante del sistema embebe al carril y lo fija simultáneamente, constituyendo así una tecnología sin sistema de sujeción o de sujeción propia de la superestructura. En este caso, un solo elemento, el producto de embebido, se encarga de desarrollar todas las funciones de una sujeción (como se mostrará en los puntos sucesivos, se puede tratar de elastómeros prefabricados o elastómeros puestos in situ).

Actualmente, se dispone a nivel comercial de vías en placa de hormigón con carriles embebidos para uso tranviario, como se muestra en la figura 5.1:



Figura 5.1. Diversas tipologías de carril tranviario (Ph37N) y ferroviario convencional (UIC54) embebido en vías en placa bituminosas.

Fuente: Elaboración propia a partir de diversas fuentes anónimas

Consecuentemente, la solución constructiva para la nueva vía en placa debe disponer de un espacio (ejecutado antes o después de la construcción de la losa bituminosa) para albergar a los carriles embebidos. Es lo que se conoce como cajetín o canaleta de embebido y ésta se puede ejecutar en función de la naturaleza de la losa y de su método constructivo como se muestra a continuación:

- ✓ De forma simultánea a la construcción de la losa portante: Aplicable a losas de hormigón.
- ✓ A posteriori, tras la ejecución de la losa portante: Aplicable a losas bituminosas, ya que durante su extendido es imposible realizar el cajeadado simultáneamente.

Las ventajas que ofrecerá la nueva vía en placa bituminosa desarrollada en la presente Tesis Doctoral será una combinación de las ventajas de cualquier vía en placa convencional y las ventajas que le ofrece el nuevo material desarrollado. Estas ventajas se exponen a continuación:

- ✓ Bajo coste de mantenimiento en comparación con las soluciones convencionales de vía sobre balasto o vía en placa con sujeción discreta gracias a los siguientes hechos:
 - No existen fijaciones mecánicas sobre el carril, por lo que no es preciso llevar a cabo su mantenimiento.
 - El carril tiene una mayor duración al verse sometido a menores esfuerzos, por la naturaleza de los apoyos configurados.
 - No presenta pérdidas de la geometría de la vía.
- ✓ Mayor absorción de vibraciones y mitigación de ruido: Al emplear componentes elastoméricos para la absorción de vibraciones del carril, éstas se reducen notablemente. Si además se emplea una losa soporte de material de alta atenuación (como es el caso de la presente Tesis Doctoral) su mejora será sustancial.
- ✓ Compatibilidad con la rodadura neumática urbana, al permitir la doble circulación de los sistemas urbanos (tranviario y tráfico rodado).

5.1.2. Elementos que deben componer la nueva vía en placa con materiales bituminosos

Con el objetivo fundamental de configurar una solución constructiva con las nuevas mezclas bituminosas desarrolladas en la presente Tesis Doctoral y que sea aplicable a la construcción de una vía en placa con carril embebido para entornos tranviarios y urbanos, los elementos mínimos que deben coexistir para materializar dicha solución constructiva son:

- **Plataforma.** Se define como la explanada de material granular de altas prestaciones resistentes que se comporta como un cimiento de la nueva vía. En función de sus características geotécnicas resistentes, se configuran el resto de capas superiores.
- **Solera o losa de regularización.** Se define como la capa de material granular ejecutada sobre la plataforma y bajo la capa portante de la vía en placa. Su función principal es crear una subcapa intermedia regularizada y homogénea para un adecuado reparto tensional.
- **Placa soporte o losa portante.** Es la capa sobre la que se apoyan los carriles y sobre la que quedan integrados. Para el caso de la presente Tesis Doctoral, es aquí donde se dispondrán las mezclas bituminosas de alta atenuación vibratoria desarrolladas.
- **Elementos de fijación del carril.** En el caso de las vías en placa con carril embebido, dicha fijación puede ser de dos tipologías en función de la metodología constructiva seguida. Por una lado se dispone de los sistemas elastoméricos vertidos in situ y de naturaleza líquida (tras un periodo de curado solidifican configurando un elastómero sólido) que se colocan en la vía una vez que el carril ha quedado fijado en su posición definitiva. Por otra parte, surgen los elastómeros de naturaleza sólida, cuya colocación revistiendo al carril debe realizarse antes de la fijación de éste en su posición definitiva

5.1.3. Definición de la solución constructiva

Gracias al completo análisis del Estado del Arte sobre metodologías constructivas existentes en la actualidad para vías en placa con carril embebido, se ha llevado a cabo un estudio de la aplicabilidad para así definir la solución constructiva de la nueva vía en placa bituminosa con carril embebido desarrollada con mezclas bituminosas.

Con el estudio realizado, la síntesis de técnicas y soluciones disponibles se muestra en la figura 5.2:

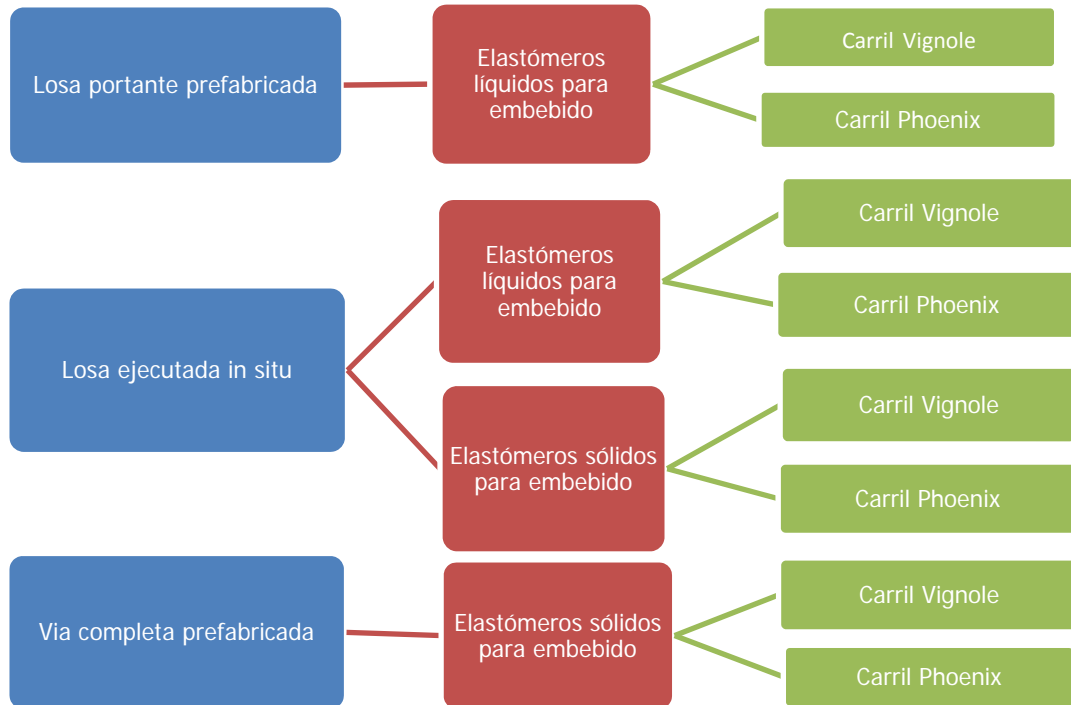


Figura 5.2. Soluciones y sistemas constructivos disponibles en la actualidad.

Fuente: Elaboración propia

Con estas condiciones, analizando la aplicabilidad de las técnicas constructivas a la ejecución de losas portantes con material bituminoso a la prefabricación, ha resultado esta alternativa como no adecuada a la ejecución de la nueva vía en placa. Por lo tanto, se ha seleccionado la metodología de losa ejecutada in situ. De este modo, la solución constructiva propuesta para la nueva vía en placa se ha configurado, de forma genérica, como sigue a continuación:

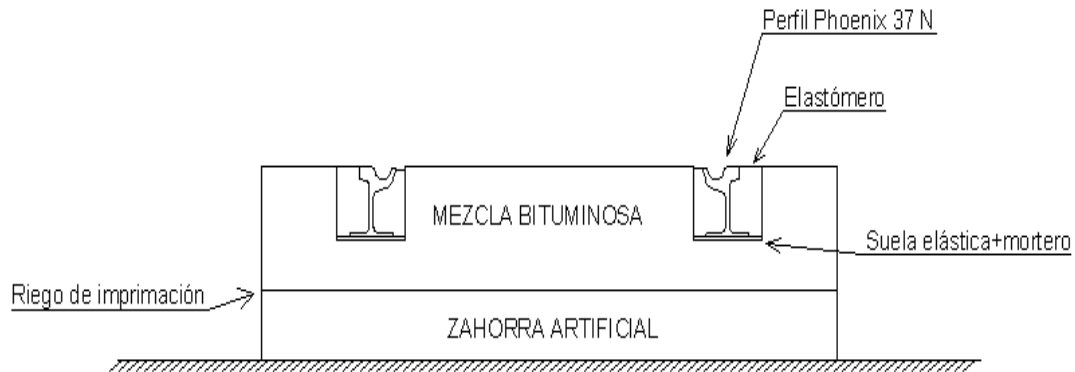


Figura 5.3. Propuesta inicial de la solución constructiva para la nueva vía en placa.

Fuente: Elaboración propia

Por cuestiones constructivas, en función de la metodología seguida, se podrá emplear cualquiera de las dos formas de fijación y embebido. El problema resulta de las características de las extendedoras disponibles, que obligan a tongadas constantes y uniformes. Por lo tanto, se ha propuesto la ejecución completa de la losa bituminosa con maquinaria convencional y posterior ejecución de rozas para embebido (canaletas o cajetines). En este caso, sólo es aplicable el embebido con elastómeros líquidos in situ.

5.1.4. Estudio del tipo de canaleta

Como se ha indicado en el apartado anterior, la propuesta de solución constructiva aplicable a la nueva vía en placa contempla el uso de elastómeros líquidos in situ. En este caso, se ha analizado la tipología de canaleta aplicable a estos elastómeros y carriles disponibles Ph37N.

Las dimensiones de dichas canaletas presentan sobrecanchos comprendidos entre 15 y 20 mm, por lo que quedan configuradas como muestra la figura 5.4:

- Para la dimensión horizontal, comprendidas entre 210 y 240 mm.
- Para la dimensión vertical, comprendidas entre 195 y 200 mm.

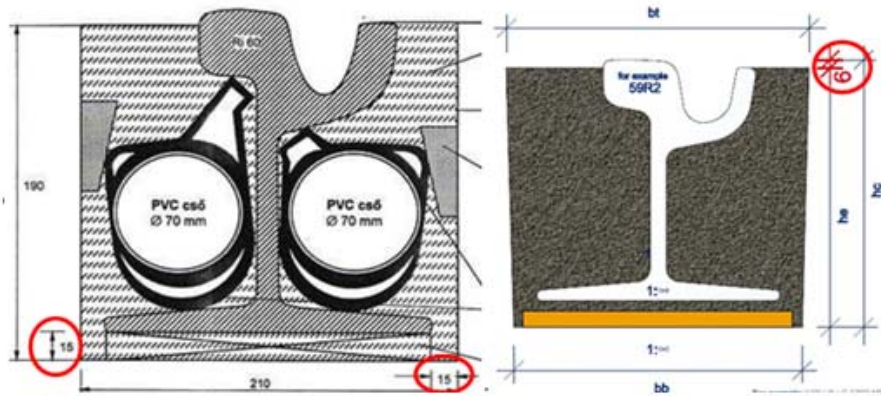


Figura 5.4 Sobreanchos y dimensiones habituales para canaletas de elastómero líquido y carril Ph37N. Fuente: Elaboración propia a partir de [52]

El enrase superior de la losa y el carril quedan separados por 6 mm en la cara exterior. Por otro lado, con el fin de reducir el consumo de elastómero líquido, se han identificado diversas opciones de relleno del cajetín, con aligeramientos más o menos absorbentes de las vibraciones y la generación de ruidos. Entre ellas destacan las siguientes:

- Tubos de PVC de dimensiones variables.
- Elastómeros de caucho solidificados solidarios con el alma del carril.
- Adoquines de hormigón de alta porosidad.

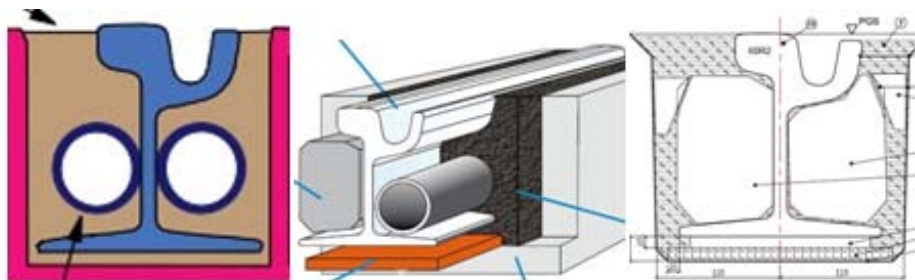


Figura 5.5. Disposición de las diferentes metodologías de aligeramiento de la canaleta con elastómero líquido y carril de tipo Phoenix o de garganta.

Fuente: Elaboración propia a partir de diversas fuentes anónimas

5.1.5. Análisis de la puesta en obra de la solución constructiva definida

Con la solución constructiva para la nueva vía en placa tranviaria y los detalles a tener en cuenta, se ha llevado a cabo un estudio y definición de la puesta en obra para la solución constructiva alcanzada.

Así se dispone de una metodología a emplear que permite estimar los medios requeridos durante la ejecución. Las diversas fases que se han contemplado para la exitosa puesta en obra de la nueva vía en placa, según la definición de la solución constructiva alcanzada, constan de un total de 8 actividades generales como se indica a continuación:

- I.- Escarificado y cajeo del suelo existente para soportar la nueva vía en placa bituminosa.
- II.- Extendido y compactación de zahorra artificial que sirva como base de cimentación de la nueva vía en placa bituminosa, de acuerdo con la solución constructiva propuesta.
- III.- Riego de imprimación entre la capa granular y la primera de las tongadas de la capa de mezcla bituminosa desarrollada en esta Tesis.
- IV.- Extendido y compactación de la capa de mezcla bituminosa que constituye la vía en placa. Como se presume un espesor considerable de dicha capa, es adecuado que la extensión y compactación se realice en tongadas sucesivas.
- V.- Fresado controlado de la capa bituminosa, con una profundidad de fresado que permita ubicar el carril apoyado de forma óptima. Este espesor debe quedar comprendido sobre 20 cm, coincidiendo con las dimensiones que han sido estudiadas para las canaletas en las tipologías de vía en placa con carril embebido existentes en el mercado. Cada fresa se debe ejecutar sobre la futura alineación de cada carril (canaletas o cajetines).
- VI.- Extensión y soldadura de los carriles a disponer sobre la nueva vía en placa embebida.
- VII.- Nivelación y alineación de dichos carriles, ya soldados, con la ayuda de topografía.

- VIII.- Colocación de aligeramientos absorbentes a base de adoquines de hormigón poroso prefabricados; vertido del elastómero líquido en estado líquido hasta la cota máxima definitiva y comprobación de la alineación definitiva de los carriles.

5.1.6. Dimensionamiento de la capa de mezcla bituminosa.

En la capa de mezcla bituminosa se pueden distinguir dos zonas según la función que desarrollan:

- La mezcla que queda por debajo del patín del carril, que debe ofrecer suficiente capacidad portante para soportar las cargas que le transmite el ferrocarril y un alto coeficiente de amortiguamiento ya que en ese punto es por donde se transmiten las vibraciones.
- La mezcla que queda por encima del patín del carril, cuya función es la de confinar el carril.

Partiendo de estas premisas, se propone ejecutar el paquete de mezcla bituminosa con dos mezclas diferentes: la que queda en la zona inferior (que será una de las mezclas desarrolladas en esta Tesis), y la de la zona superior (que puede ser cualquiera de las existentes en la actualidad y se decidirá en función del tipo de mezcla que haya en la zona de ejecución). De esta forma también se conseguirá abaratar la solución planteada, ya que la incorporación de plastómeros en las mezclas supone un incremento en el precio respecto a una tradicional sin esta adicción.

En cualquier caso, es importante destacar que el punto donde se realice el corte entre estos dos tipos de mezclas se debe analizar con modelos de elementos finitos, ya que se debe asegurar en todo momento que la mezcla soporte los esfuerzos transversales provocados por la propia dinámica ferroviaria.

5.1.5.1. Análisis de la distribución de tensiones tangenciales en el paquete de mezcla bituminosa de vía en placa

En este apartado se estudia el comportamiento de la nueva vía en placa bituminosa ante sollicitaciones transversales máximas (producidas principalmente

por la posibilidad de existencia de un tramo curvo en el trazado de la vía o por el cruce de tráfico rodado).

Para el análisis de las fuerzas horizontales debidas a la propia circulación tranviaria, se ha considerado una fuerza horizontal del mismo orden de magnitud que la vertical (ambas aplicadas simultáneamente). Además, dicha fuerza horizontal se reparte en una longitud de 25 cm siguiendo el esquema que se muestra a continuación.

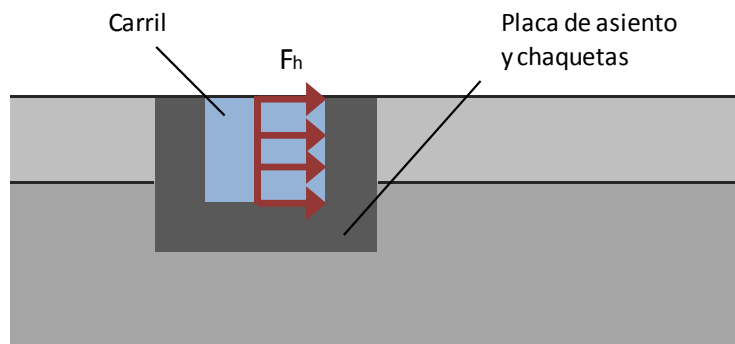


Figura 5.6 Posición y distribución de la carga horizontal en la sección transversal central.
Fuente: Elaboración propia

Esta hipótesis ha sido adoptada debido a que la aceleración sin compensar (y por lo tanto la fuerza horizontal) que transmite un vehículo tranviario depende de factores como son el radio de la curva, el peralte, el ancho de vía y la velocidad, y por lo tanto variará con el punto del trazado ferroviario que se esté analizando. De esta forma los resultados quedan del lado de la seguridad, pues en ningún caso la fuerza horizontal que se puede producir en una curva alcanza la magnitud de la fuerza vertical ni se reparte en tan poca longitud.

Así pues, sobre la sección tipo considerada, que se muestra en la figura 5.7, se ha aplicado la fuerza horizontal anteriormente descrita y se han obtenido las deformaciones horizontales, las tensiones horizontales y la tensión tangencial entre capas.

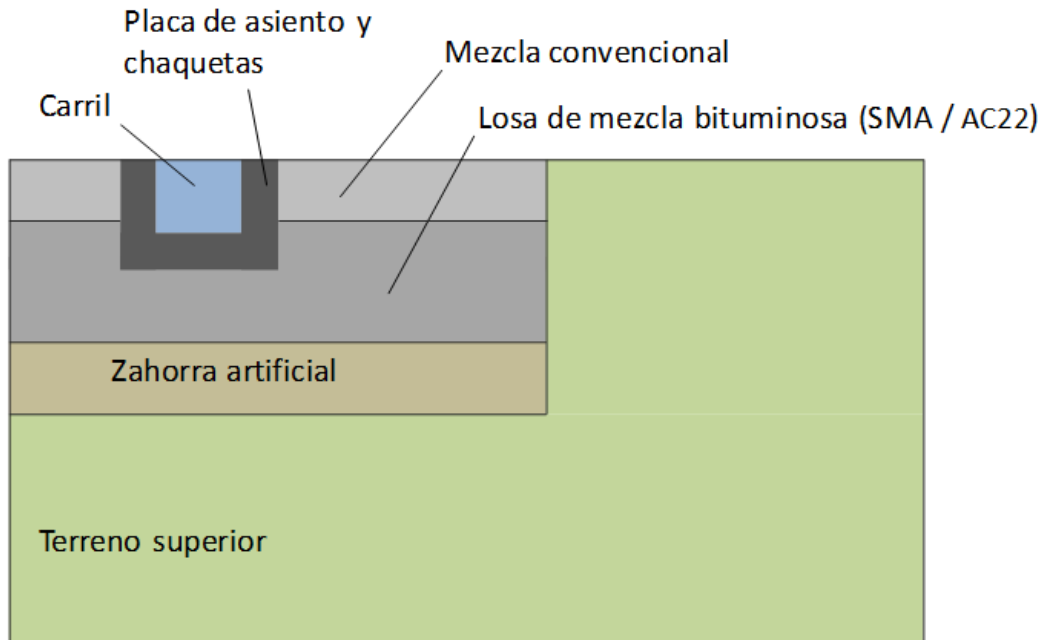


Figura 5.7. Sección de estudio. Fuente: Elaboración propia

El parámetro clave que determina el buen comportamiento en dirección transversal, en caso de existir dos tipos de mezcla bituminosa, es la “**altura de escalón**” de mezcla SMA/AC22 (es decir, la altura de mezcla atenuadora de vibraciones sobre la acanaladura para albergar el carril).

- Deformaciones Horizontales

El esquema de la figura 5.8 muestra la distribución de las deformaciones horizontales en la capa de mezcla convencional y en la losa inferior compuesta por mezcla bituminosa. Cabe mencionar que los colores cálidos se corresponden con zonas en las que se registran tracciones; los colores fríos se corresponden con zonas en las que se tienen compresiones.

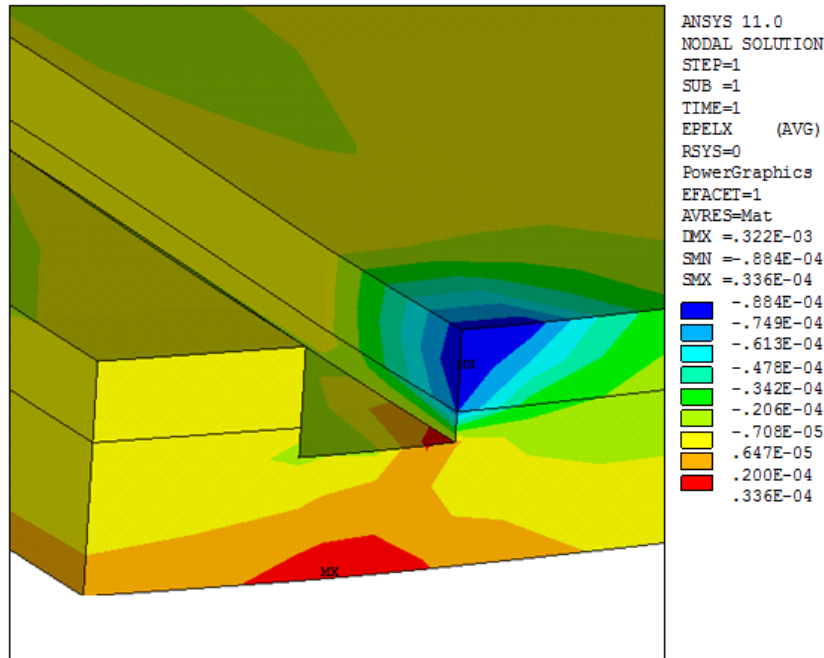


Figura 5.8. Ejemplo de distribución de deformaciones unitarias transversales en la capa de mezcla convencional y losa inferior de mezcla bituminosa. Fuente: Elaboración propia

Se advierte el efecto que tiene la carga horizontal sobre la parte superior de la vía. En primer lugar, la zona cargada correspondiente con la capa de mezcla convencional registra las mayores compresiones. Por su parte, la zona inferior de la losa bituminosa tiene las mayores tracciones, con una distribución asimétrica debida a la carga horizontal. Asimismo, la esquina inferior del escalón está solicitada con tracciones relevantes.

Una vez analizada la influencia de la consideración de la carga horizontal, se lleva a cabo el estudio de las máximas deformaciones obtenidas en cada caso para diferentes alturas del escalón de la losa inferior.

En la gráfica de la figura 5.9 se representa la variación de las máximas deformaciones transversales de tracción obtenidas en la **fibra inferior de la losa bituminosa** en función de la mencionada altura de escalón.

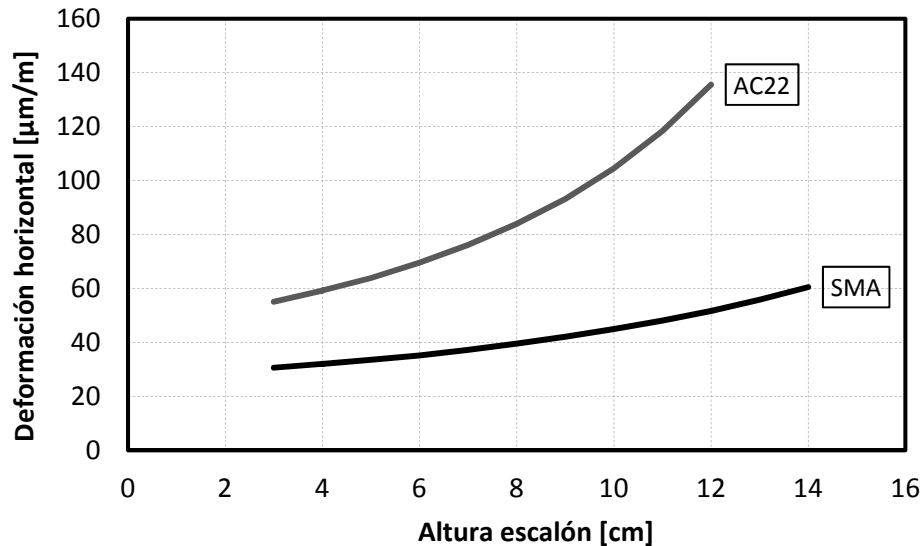


Figura 5.9. Comparación de las máximas deformaciones horizontales de tracción en la fibra inferior de la losa bituminosa, en función del tipo de mezcla y de la altura de escalón.

Fuente: Elaboración propia

Se observa que a medida que aumenta la altura del escalón, las máximas deformaciones unitarias transversales de tracción también lo hacen. Ello se produce porque, si se conserva constante el espesor total de la losa inferior, al aumentar la altura de escalón se reduce el espesor de la losa bajo carril, y por tanto la inercia total del sistema. De este modo, para una misma carga, cuando disminuye la inercia aumenta la flexión. Asimismo, se advierte que el aumento es mucho más acusado en el caso de la mezcla AC22 que en el de la mezcla SMA.

En cuanto a la resistencia a fatiga, se pueden comparar las deformaciones obtenidas con aquellas que provocan el consumo del 100 % de fatiga del material. En este sentido, teniendo en cuenta las máximas deformaciones unitarias de 40.85 $\mu\text{m}/\text{m}$ para la mezcla SMA y 79.44 $\mu\text{m}/\text{m}$ para la mezcla AC22, se obtienen alturas de escalón máximas de 8 cm y 7 cm, respectivamente.

Por otro lado, se presentan a continuación las deformaciones unitarias máximas de tracción **en la zona de la acanaladura** (figura 5.10).

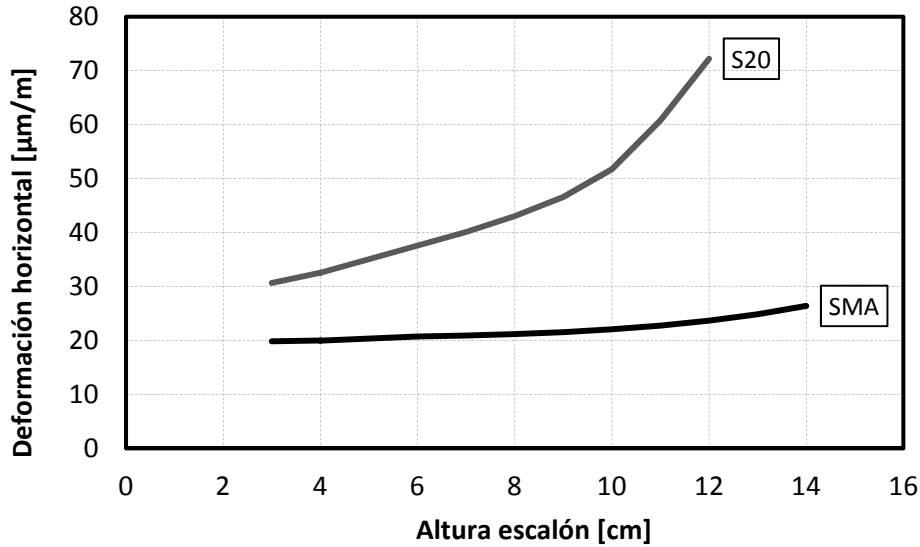


Figura 5.10. Comparación de las máximas deformaciones horizontales de tracción en la zona de la acanaladura de la losa bituminosa, en función del tipo de mezcla y de la altura de escalón. Fuente: Elaboración propia

Respecto a las deformaciones unitarias horizontales de tracción en la zona de la acanaladura, las tendencias son similares a la anterior: aumento de las deformaciones a medida que aumenta la altura de escalón y mayores variaciones de deformación para la mezcla AC22. No obstante, en este caso las deformaciones registradas son, para todas las alturas de escalón analizadas, inferiores a los límites establecidos por el criterio de fatiga. Por tanto, las deformaciones en dicha zona no son críticas.

- Tensiones Horizontales

A continuación se lleva a cabo el análisis de las tensiones en dirección transversal a la vía en la losa bituminosa. En este sentido, la figura 5.11 muestra la distribución de dichas tensiones en la capa de mezcla convencional y en la losa inferior compuesta por mezcla bituminosa.

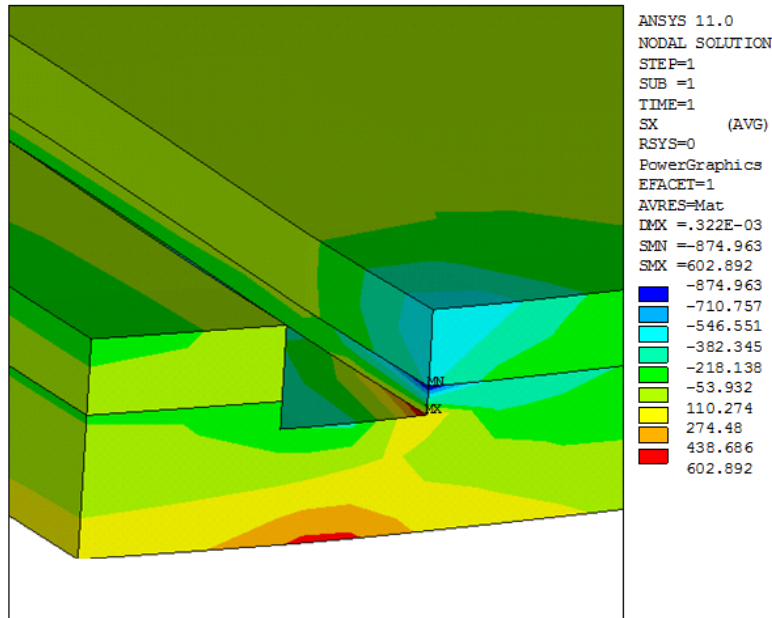


Figura 5.11. Ejemplo de distribución de tensiones transversales en la capa de rodadura mezcla convencional y losa inferior de mezcla bituminosa. Fuente: Elaboración propia

Se observa la similitud entre la distribución de tensiones transversales y la distribución de deformaciones unitarias transversales, como era de esperar.

Seguidamente se muestran las máximas tensiones horizontales, de tracción, registradas en la fibra inferior de la losa bituminosa (figura 5.12).

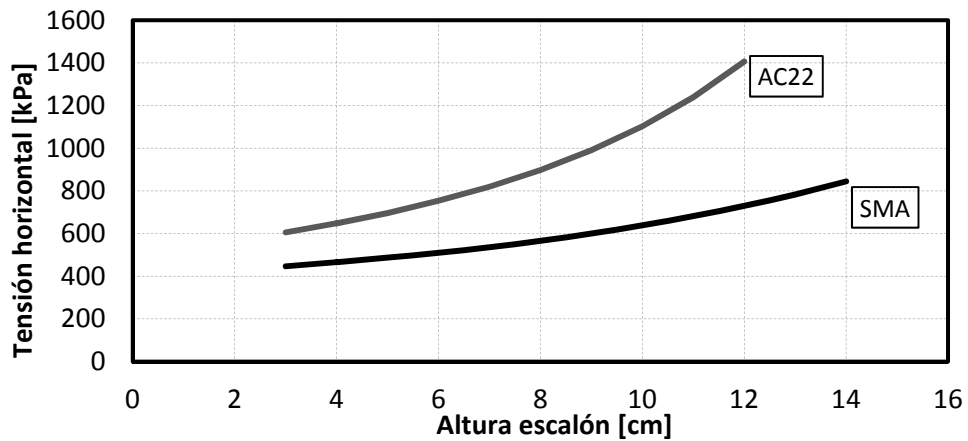


Figura 5.12. Comparación de las máximas tensiones horizontales de tracción en la fibra inferior de la losa bituminosa, en función del tipo de mezcla y de la altura de escalón.

Fuente: Elaboración propia

Se advierte, del mismo modo, que a medida que aumenta la altura de escalón también lo hacen las máximas tensiones horizontales, justificado por la reducción de la inercia del sistema en su conjunto. Teniendo en cuenta la resistencia a tracción en cada material, 834 kPa para la mezcla SMA y 1042 kPa para la mezcla AC22, la primera no tiene limitación de altura de escalón mientras que la segunda está en 9 cm.

- Tensión Tangencial entre capas

Seguidamente se analizan las tensiones tangenciales entre la capa de rodadura (mezcla convencional) y la losa de mezcla tipo SMA o AC22. En primer lugar se muestran las distribuciones de tensiones tangenciales en la losa inferior (figura 5.13).

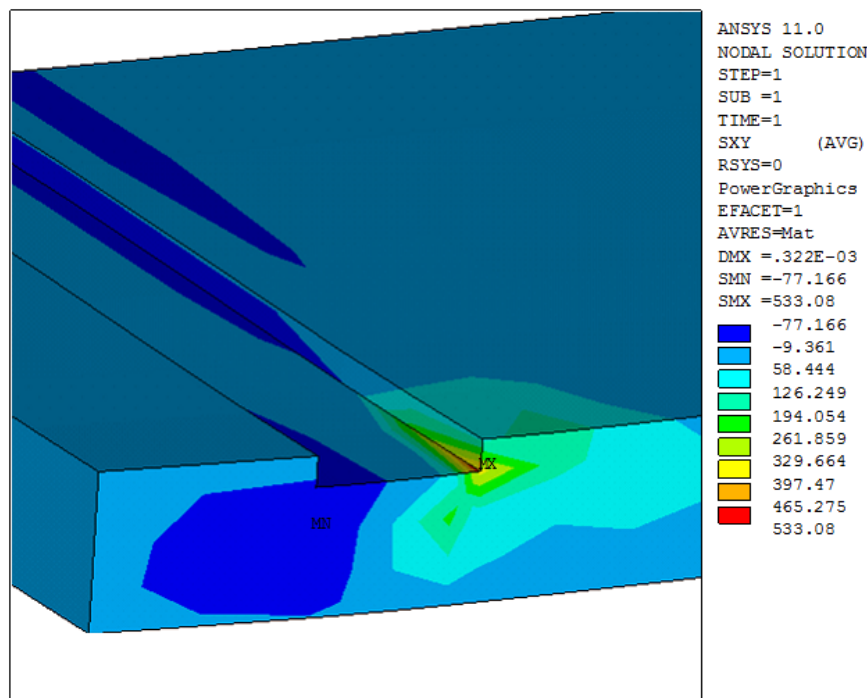


Figura 5.13. Ejemplo de distribución de tensiones tangenciales en losa inferior de mezcla bituminosa. Fuente: Elaboración propia

Como se puede ver, las máximas tensiones tangenciales se sitúan en la parte inferior de la acanaladura de la losa inferior. No obstante, interesan las tensiones

tangenciales en el contacto entre capas, es decir, en la parte superior del esquema mostrado, que son las que pueden provocar el deslizamiento de una capa sobre la otra.

De este modo, se indica en el gráfico siguiente las máximas tensiones tangenciales obtenidas en el contacto entre ambas capas (figura 5.14).

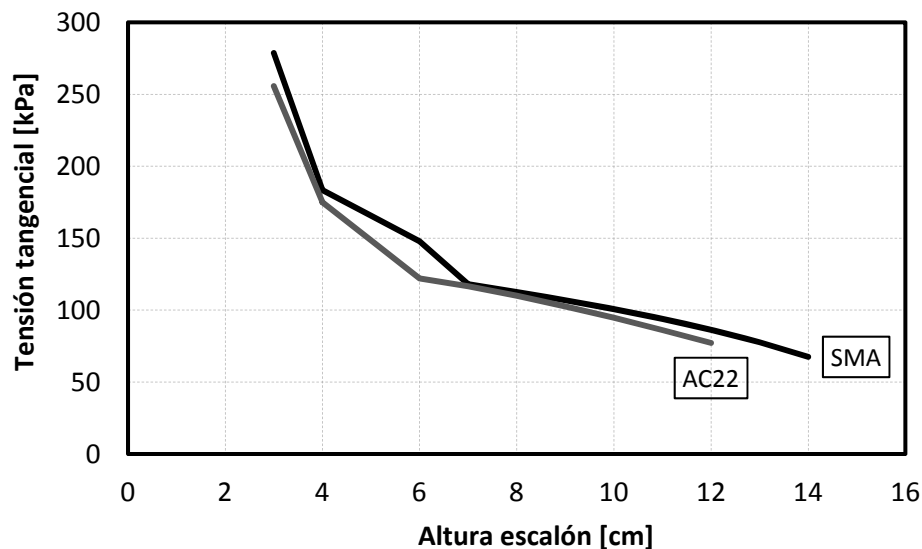


Figura 5.14. Comparación de las máximas tensiones tangenciales en el contacto entre la capa de mezcla convencional y la losa bituminosa, en función del tipo de mezcla y de la altura de escalón. Fuente: Elaboración propia

Se advierte que a medida que aumenta la altura de escalón disminuyen las tensiones tangenciales en el contacto entre ambas capas. Además, los resultados obtenidos en ambas mezclas son muy similares.

Con el fin de cuantificar si este valor es adecuado o no para este tipo de vías, se toma como referencia lo obtenido para una vía en placa de hormigón, en la que la tensión tangencial entre hormigones alcanza los 164 KPa para una altura de escalón de 7 cm. En este caso, esta tensión se obtiene para una altura de escalón de unos 4 cm, con lo cual el valor final deberá ser algo superior.

Además de este análisis, por seguridad, se ha llevado a cabo el ensayo de adherencia entre capas de firme según la norma NLT 328/08 [53] para comprobar la tensión tangencial a la que se produce deslizamiento entre capas o rotura. Los

resultados muestran que se resisten entre 2 y 2.3 MPa con cualquiera de las dos mezclas (SMA y AC22).

- Determinación de la altura del escalón

Manteniendo constante el espesor total de la losa inferior de mezcla bituminosa, el aumento de la altura de escalón se ha visto que lleva asociado un aumento de las sollicitaciones máximas en la misma. Entonces, conviene que la altura de escalón no sea demasiado elevada, consiguiendo así una mayor inercia.

Asimismo, tampoco interesa que la altura de escalón sea demasiado reducida, ya que podrían aparecer problemas en el contacto entre la capa de rodadura y la losa inferior. Por tanto, se establece una **altura de escalón de 5 cm** como solución de compromiso.

5.1.5.2. Dimensionamiento del espesor de la capa bituminosa

El dimensionamiento se realiza atendiendo al criterio de fatiga a partir de las deformaciones unitarias obtenidas en la simulación del modelo numérico. Éstas se introducen en las leyes de fatiga, las cuales la relacionan con el número de ciclos que produce la fatiga de la capa y su consecuente agotamiento. Las deformaciones unitarias críticas son:

- Deformación unitaria horizontal de tracción máxima en la fibra inferior de la capa de la mezcla bituminosa: $\epsilon_{h,mb}$.
- Deformación unitaria vertical de compresión máxima en la fibra superior de la capa de las zahorras artificiales: $\epsilon_{v,za}$.
- Deformación unitaria vertical de compresión máxima en la fibra superior de la capa de la explanada: $\epsilon_{v,exp}$.

Por su parte, las leyes de fatiga de cada material son las siguientes (con las deformaciones unitarias en $\mu\text{m/m}$):

- Mezcla bituminosa SMA (ley de fatiga establecida a partir de ensayos experimentales):

$$\epsilon = 3416.5 \cdot N^{-0.2871} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

- Mezcla bituminosa AC22 (ley de fatiga establecida a partir de ensayos experimentales):

$$\epsilon = 835.23 \cdot N^{-0.1526} \quad (\text{Ec. 5.2})$$

- Ahorras artificiales (ley de fatiga obtenida de la Norma 6.1-IC):

$$\epsilon = 21600 \cdot N^{-0.28} \quad (\text{Ec. 5.3})$$

- Explanada (ley de fatiga obtenida de [54]):

$$\epsilon = 15800 \cdot N^{-0.25} \quad (\text{Ec. 5.4})$$

Por lo tanto, si se conoce el tráfico que debe ser soportado, se puede saber lo adecuado o no que resulta la sección en términos de fatiga consumida (cociente entre el número de ciclos a resistir para una determinada vida útil y el número de ciclos máximo obtenido con las leyes de fatiga).

5.2 CONSTRUCCIÓN DE LA NUEVA VÍA EN PLACA TRANVIARIA

Se ha podido construir la nueva vía en placa tranviaria con la mezcla desarrollada en esta Tesis Doctoral porque, como se ha comentado en el primer capítulo, el grupo de investigación al que pertenece esta doctoranda fue contratado por Aglomerado Los Serranos para la realización de algunas tareas del proyecto BITUTRAN financiado por el CDTi. Entre las tareas contratadas se encontraban el dimensionamiento, comprobación de la correcta ejecución del tramo de pruebas y las mediciones que se realizaron posteriormente.

5.2.1. Localización adecuada del tramo de pruebas

El estudio de localización es un paso previo a la ejecución del tramo de pruebas y la posterior toma de medidas a escala real, y se plantea como un paso relevante ya que permite garantizar que las condiciones en las que se va a realizar el ensayo son las adecuadas y con una mínima interferencia en el servicio regular de la línea. Para ello se han marcado una serie de requisitos y una serie de criterios que permitan valorar una alternativa en detrimento de otra.

Los requisitos que debe cumplir la ubicación del tramo de pruebas a ejecutar son:

- ✓ Debe tratarse de una vía en servicio, para poder llevar a cabo mediciones sobre circulaciones reales.

- ✓ Debe presentar un cambio de rigidez vertical como consecuencia de la transición entre vía en placa de hormigón y vía en balasto.
- ✓ Debe existir un acuerdo con la autoridad competente para la ejecución del tramo de pruebas y la instrumentación del mismo.

Tras el análisis de distintas propuestas facilitadas por EIGE (Ente Gestor de Infraestructuras de la Generalitat Valenciana), se decidió ejecutar el banco de pruebas en El Campello, concretamente en las proximidades al apeadero “Poble Espanyol” de la línea 1 del TRAM de Alicante como muestra la figura 5.15:



Figura 5.15. Localización del tramo de pruebas en “Poble Espanyol”

Fuente: Google Earth

Se trata de un tramo que cumple con todos los requisitos iniciales y que dispone de un tramo con trazado en plena recta, de vía doble y ancho métrico. Además dispone de un paso a nivel para facilitar el acceso a equipos y maquinaria.



Figura 5.16. Paso a nivel y transición vía en placa-balasto Fuente: Elaboración propia

5.2.2. Dimensionamiento de la vía en placa para el tramo de pruebas

El dimensionamiento del tramo de pruebas se realiza conforme a lo indicado en el último punto del apartado anterior. De este modo, conocida la circulación de trenes en el tramo objeto de estudio, se calculan las leyes de fatiga y de ahí el espesor de la mezcla bituminosa necesaria.

5.2.2.1. Carga a aplicar. Tipo de vehículo

Se sabe que el tipo de vehículo que excitará la vía será un Vossloh serie 4100, cuyo esquema se presenta en la figura 5.17, con un total de 34 circulaciones diarias.



Figura 5.17. Esquema del vehículo Vossloh 4100. Fuente: [55]

Dicho vehículo consta de un total de 8 ejes. La carga estática por eje en condiciones normales (4 pasajeros/m²) es de 90 kN/eje. Si esta carga se mayorada por efecto dinámico con el criterio de Eisenmann [56], para condiciones medias y una velocidad de circulación de 60 km/h, se tiene una carga mayorada de 127.90 kN/eje ó 63.95 kN/rueda.

5.2.2.2. Resultados obtenidos

A continuación se presentan una serie de gráficas que muestran el porcentaje de fatiga consumido en cada caso planteado en función de tres factores: espesor de la mezcla bituminosa SMA o AC22; espesor de las zahorras artificiales y calidad de la explanada (figuras 5.18 a 5.23). Para ello se consideran 3 tipos de explanadas: 50, 100 y 150 MPa (todas ellas altamente compactadas por el paso de circulaciones).

- Fatiga de la mezcla bituminosa

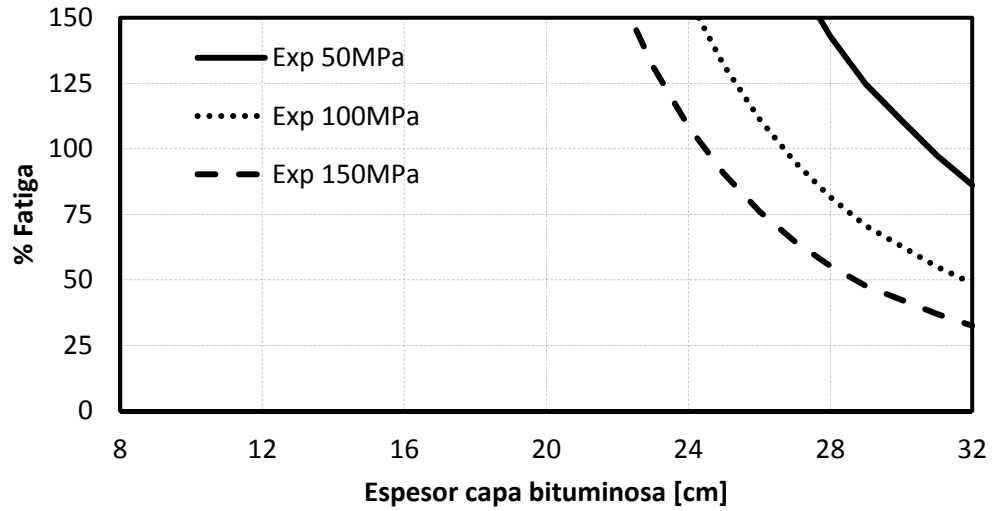


Figura 5.18. Porcentaje de fatiga consumida de la capa de mezcla bituminosa tipo SMA para diferentes espesores y diferentes calidades de explanada. Fuente: Elaboración propia

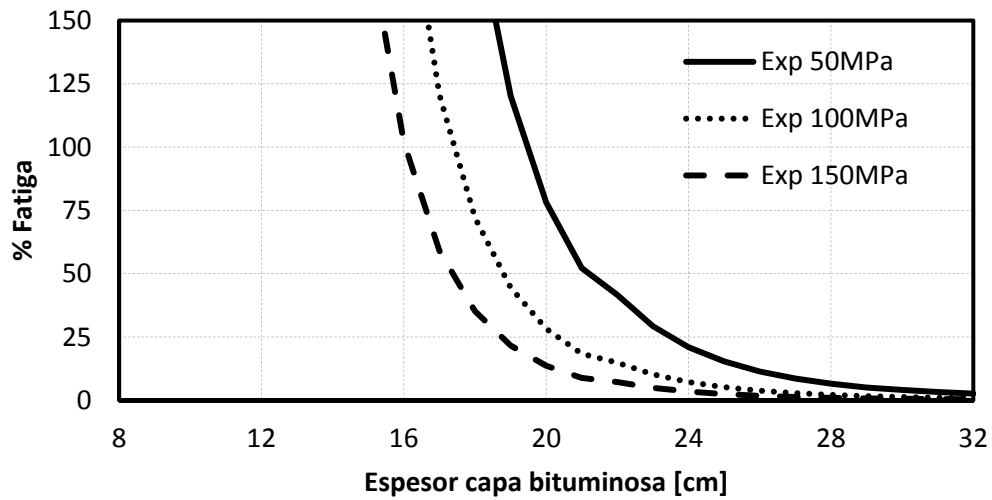


Figura 5.19. Porcentaje de fatiga consumida de la capa de mezcla bituminosa tipo AC22 para diferentes espesores y diferentes calidades de explanada. Fuente: Elaboración propia

- Fatiga de la zahorra artificial

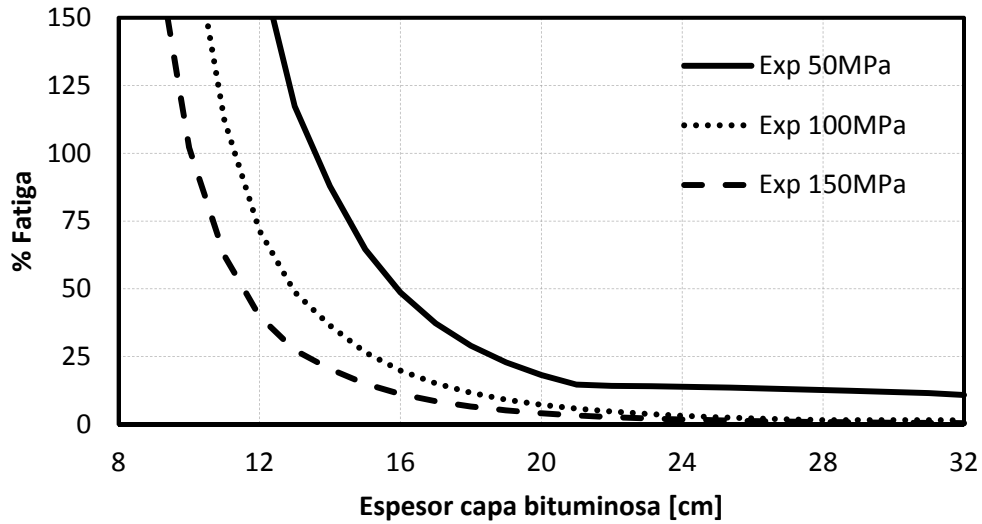


Figura 5.20. Porcentaje de fatiga consumida de la capa de zahorra artificial, en el caso de mezcla bituminosa tipo SMA, para diferentes espesores y diferentes calidades de explanada. Fuente: Elaboración propia

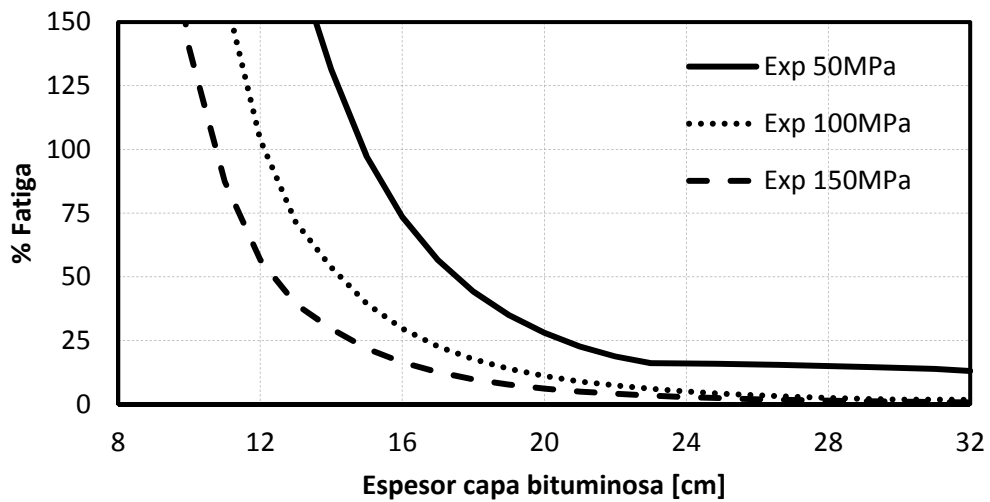


Figura 5.21. Porcentaje de fatiga consumida de la capa de zahorra artificial, en el caso de mezcla bituminosa tipo AC22, para diferentes espesores y diferentes calidades de explanada. Fuente: Elaboración propia

- Fatiga de la explanada

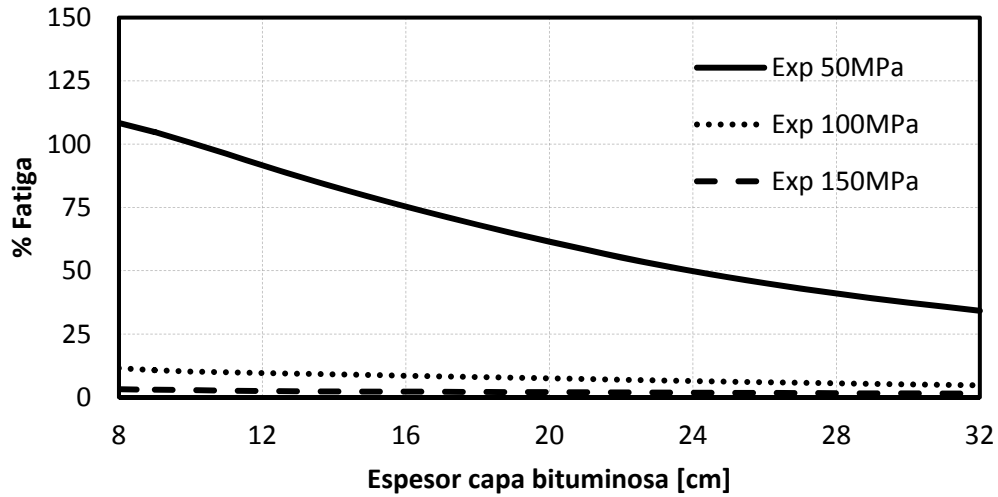


Figura 5.22. Porcentaje de fatiga consumida de la capa de explanada, en el caso de mezcla bituminosa tipo SMA, para diferentes espesores y diferentes calidades de explanada.
Fuente: Elaboración propia

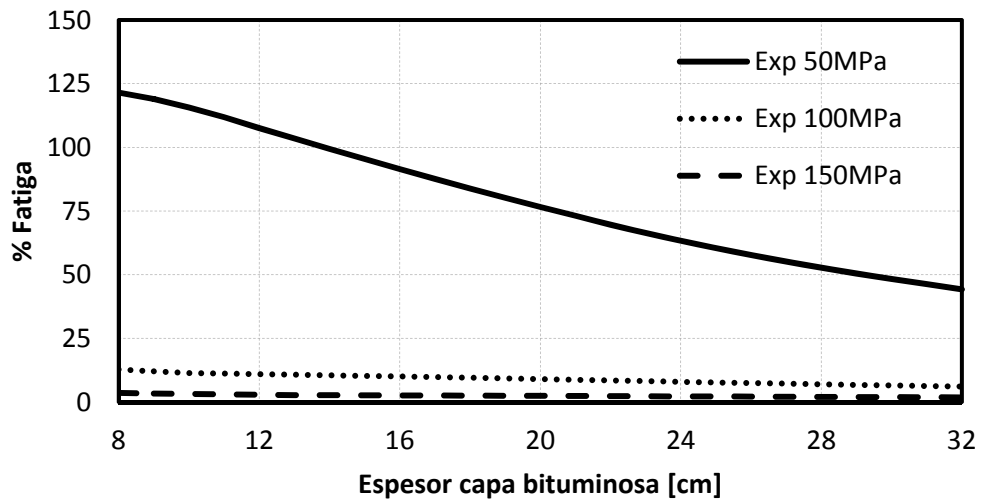


Figura 5.23. Porcentaje de fatiga consumida de la capa de explanada, en el caso de mezcla bituminosa tipo AC22, para diferentes espesores y diferentes calidades de explanada.
Fuente: Elaboración propia

5.2.2.3. Resumen de resultados

Los mínimos espesores necesarios para asegurar una vida útil de 30 años que cumplan que la máxima fatiga consumida registrada en cualquiera de los materiales (mezcla bituminosa, zahorra y explanada) sea inferior al 100 % se indican a continuación (tabla 5.1).

Tipo de mezcla	Espesor de la mezcla bituminosa [cm]		
	Explanada 50 MPa	Explanada 100 MPa	Explanada 150 MPa
SMA	31	27	22
AC22	20	18	17

Tabla 5.1. Espesores mínimos de la mezcla bituminosa que cumplen el criterio establecido de consumir menos del 100 % de la fatiga, para una vida útil de 30 años y para el tramo de estudio. Fuente: Elaboración propia

Asimismo, la figura 5.24 muestra los resultados en forma de gráfica de barras.

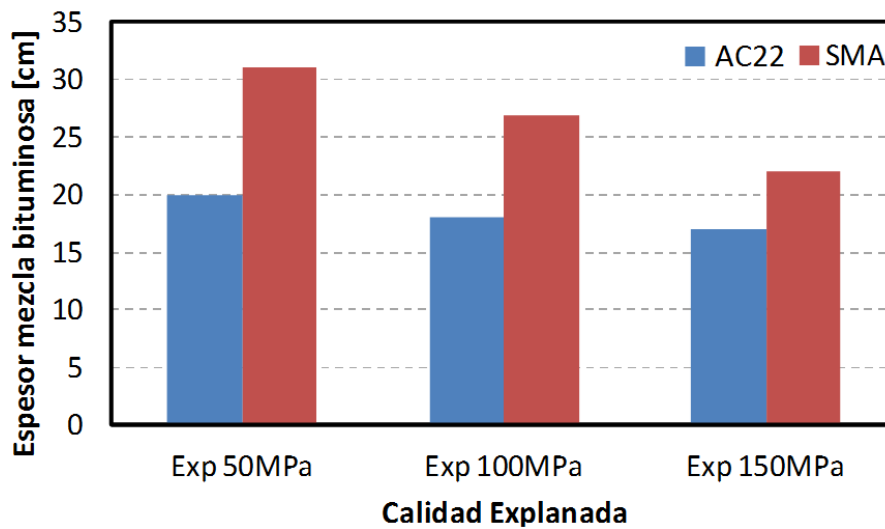


Figura 5.24. Espesores mínimos de la mezcla bituminosa que cumplen el criterio establecido de consumir menos del 100 % de la fatiga, para una vida útil de 50 años y para el tramo de estudio. Fuente: Elaboración propia

Por tanto, si se supone un terreno de calidad intermedia (es decir, con un módulo de elasticidad de 100 MPa), será necesario disponer un espesor de 27 cm para la losa en el caso de la mezcla bituminosa tipo SMA y un espesor de 18 cm en el caso de la mezcla bituminosa tipo AC22.

5.2.2.4. Secciones tipo

Tras el dimensionamiento, se realizan esquemas de secciones tipo, condicionadas por la calidad de la explanada existente, que se determinará in situ tras el levantamiento de la vía actual (figura 5.25).

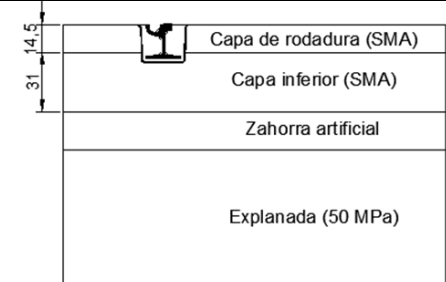
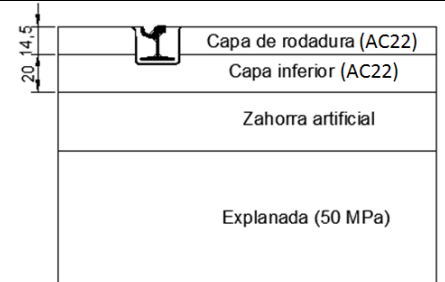
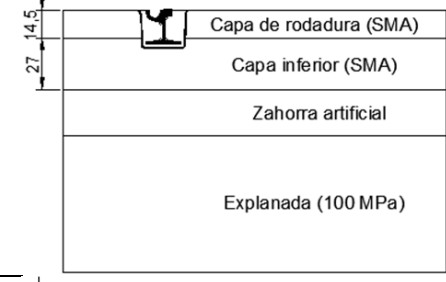
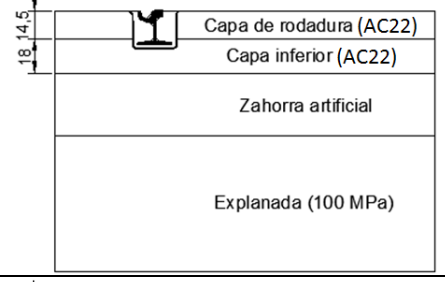
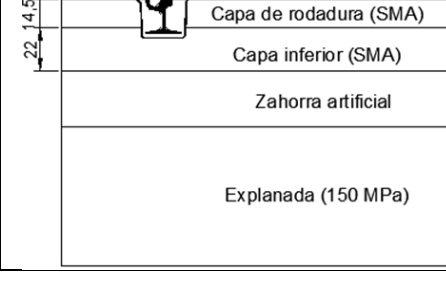
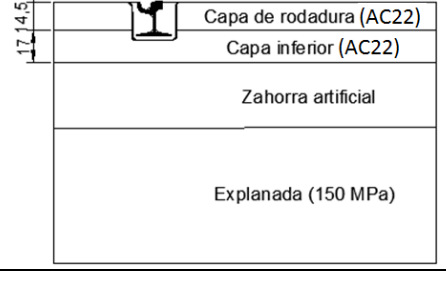
	SMA 16	AC22
Calidad de explanada 50 MPa	 <p>Capa de rodadura (SMA) Capa inferior (SMA) Zahorra artificial Explanada (50 MPa)</p>	 <p>Capa de rodadura (AC22) Capa inferior (AC22) Zahorra artificial Explanada (50 MPa)</p>
Calidad de explanada 100 MPa	 <p>Capa de rodadura (SMA) Capa inferior (SMA) Zahorra artificial Explanada (100 MPa)</p>	 <p>Capa de rodadura (AC22) Capa inferior (AC22) Zahorra artificial Explanada (100 MPa)</p>
Calidad de explanada 150 MPa	 <p>Capa de rodadura (SMA) Capa inferior (SMA) Zahorra artificial Explanada (150 MPa)</p>	 <p>Capa de rodadura (AC22) Capa inferior (AC22) Zahorra artificial Explanada (150 MPa)</p>

Figura 5.25. Esquema de secciones tipo. Fuente: Elaboración propia

Aunque en las secciones anteriores se puede ver la existencia de dos tipos de mezclas bituminosas (la inferior con capacidad de atenuación de vibraciones y la superior que es una mezcla convencional), en el tramo de pruebas todo el paquete se va a ejecutar con la mezcla con capacidad de atenuación de vibraciones, ya que la longitud a ejecutar es muy pequeña y se dispone de poco tiempo para realizar el asfaltado (apenas 4.5 horas).

5.2.2.5. Longitud necesaria de tramo de pruebas

La longitud del banco de pruebas debe establecerse de forma que se asegure que la campaña de mediciones de vibraciones no se vea afectada por las condiciones de contorno (es decir, por la existencia de tramos contiguos de distinta tipología como el tramo de vía en balasto y tramo de vía en placa de hormigón que existen en la ubicación final).

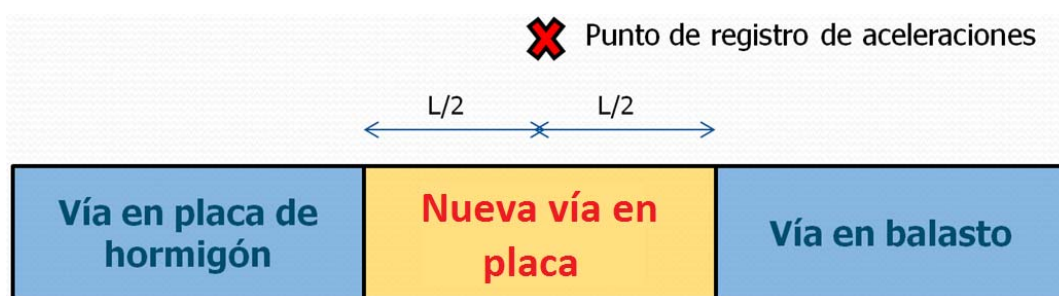


Figura 5.26. Esquema de planteamiento de longitud de banco de pruebas.

Fuente: Elaboración propia

Para ello, se desarrollan nuevos modelos numéricos, todos de 42 metros, en los que se suceden los tres tipos de vía y se estudian los siguientes casos variando la longitud del tramo de vía en placa bituminosa para cada tipo de mezcla: 6 m, 12 m, 18 m, 24 m, 30 m y 36 m. Para cada caso se determinan las aceleraciones verticales en función del tiempo obteniéndose registros como los mostrados en la figura 5.27:

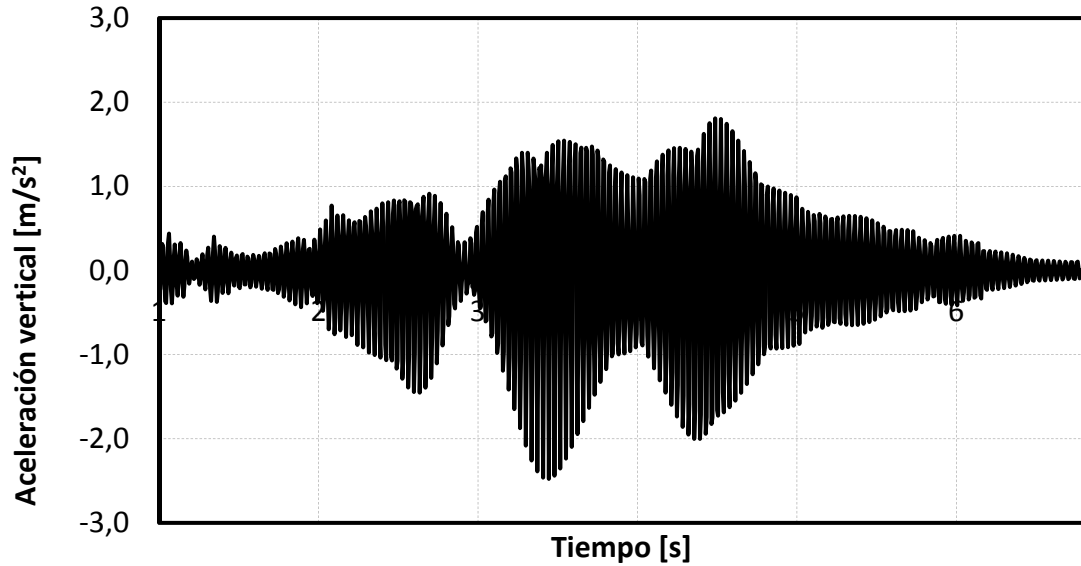


Figura 5.27. Aceleraciones verticales. Mezcla bituminosa SMA. Longitud del tramo de 36 m. Fuente: Elaboración propia

A continuación se comparan los máximos y mínimos absolutos en términos de aceleraciones verticales (tablas 5.2 y 5.3). La diferencia de medidas 18 m / 35 m es 1.03% y entre 24 m/35 m es 1.01%. Por lo tanto, un tramo de unos 18 metros (sin contar las transiciones) es adecuado para el objetivo de la presente Tesis Doctoral.

Longitud tramo bituminoso (SMA)	6 m	12 m	18 m	24 m	30 m	36 m
$a_{y,max}$ [m/s ²]	1.850	1.872	1.872	1.824	1.833	1.807
$a_{y,min}$ [m/s ²]	-2.519	-2.579	-2.643	-2.521	-2.525	-2.477

Tabla 5.2. Aceleraciones máximas y mínimas registradas para los diferentes casos planteados en la vía en placa bituminosa (SMA). Fuente: Elaboración propia

Longitud tramo bituminoso (AC22)	6 m	12 m	18 m	24 m	30 m	36 m
$a_{y,max}$ [m/s ²]	2.440	2.453	2.442	2.436	2.399	2.371
$a_{y,min}$ [m/s ²]	-2.811	-2.927	-3.035	-2.950	-2.928	-2.871

Tabla 5.3. Aceleraciones máximas y mínimas registradas para los diferentes casos planteados en la vía en placa bituminosa (AC22). Fuente: Elaboración propia

5.2.2.6. Transiciones

Realizando un análisis estático al modelo desarrollado para el apartado anterior, puede obtenerse la envolvente de desplazamientos verticales en cabeza de carril (que es el parámetro que se relaciona directamente con la rigidez vertical de la vía).

Para el análisis de la transición BALASTO – MEZCLA BITUMINOSA, se observa que la transición se realizará correctamente si la distancia de la última traviesa del tramo de vía en balasto con respecto al tramo de vía en placa bituminosa es adecuada. Esto se refleja en las figuras 5.28 y 5.29:

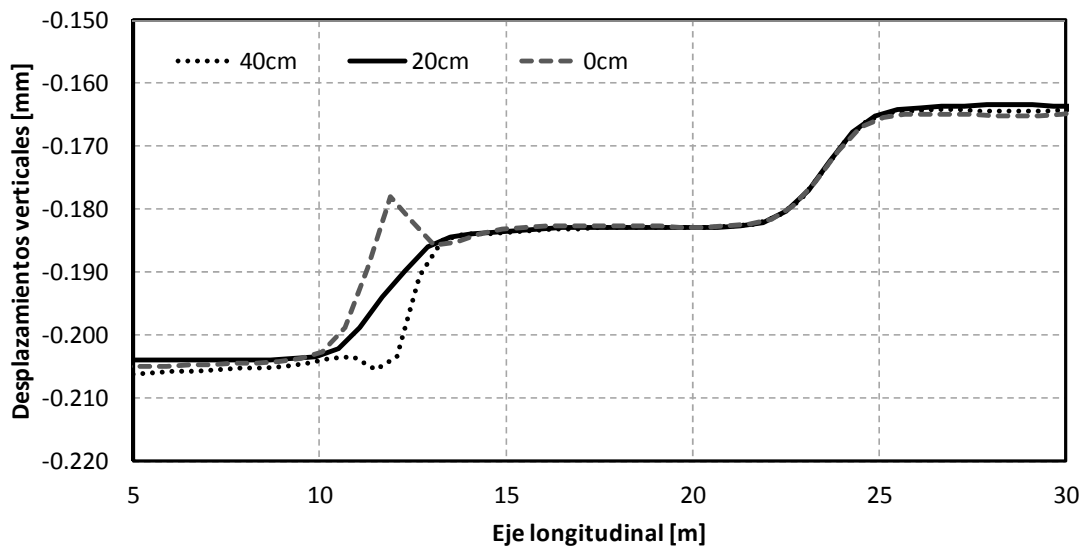


Figura 5.28. Desplazamientos verticales en cabeza de carril. Mezcla bituminosa tipo SMA. Fuente: Elaboración propia

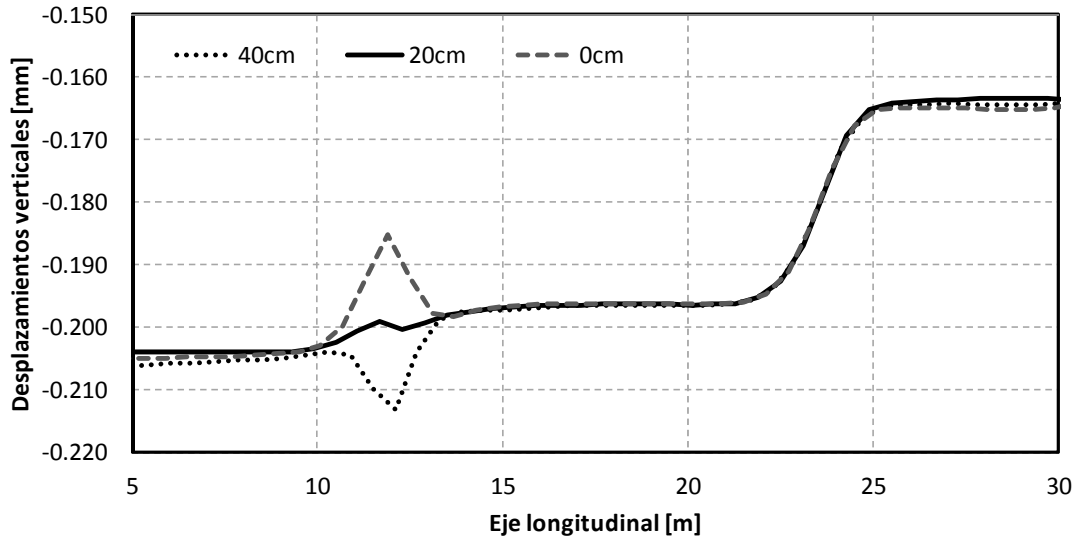


Figura 5.29. Desplazamientos verticales en cabeza de carril. Mezcla bituminosa tipo AC22. Fuente: Elaboración propia

Se advierte que una distancia de 20 cm es óptima si se dispone una mezcla bituminosa tipo SMA; mientras que una distancia ligeramente inferior a 20 cm sería apropiada si se dispone una mezcla bituminosa tipo AC22.

También se pone de manifiesto que en el caso de emplear mezcla bituminosa AC22, la transición entre la vía en placa de hormigón y la vía en placa bituminosa (parte derecha de las gráficas), no es adecuada. Por lo tanto, para este emplazamiento concreto, se ejecuta la vía con mezcla SMA.

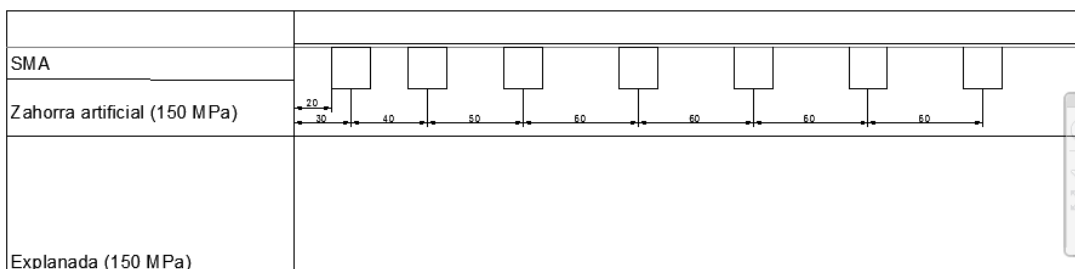


Figura 5.30. Separación de traviesas en la transición de balasto con vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia

Para el análisis de la transición MEZCLA BITUMINOSA – HORMIGÓN, se plantea ejecutar losas de transición de 5 cm y 15 cm de espesor y longitudes de 100 cm, 340 cm y 600 cm tal y como muestran las figuras 5.31 y 5.32 (en todos los casos se trata de losas de hormigón que quedan por debajo del aglomerado).

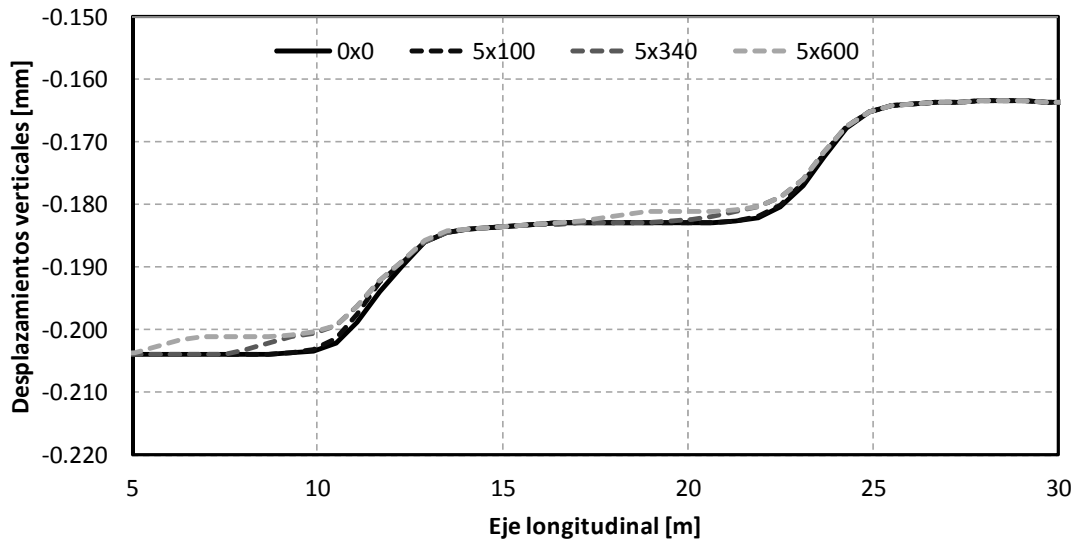


Figura 5.31. Comparación de desplazamientos verticales en cabeza de carril para diferentes longitudes de cuñas, cuyo espesor es de 5 cm. Mezcla bituminosa tipo SMA. (0x0 = sin cuña; 5x100 = cuña de 5 cm de espesor y 100 cm de longitud; 5x340 = cuña de 5 cm de espesor y 340 cm de longitud; 5x600 = cuña de 5 cm de espesor y 600 cm de longitud). Fuente: Elaboración propia

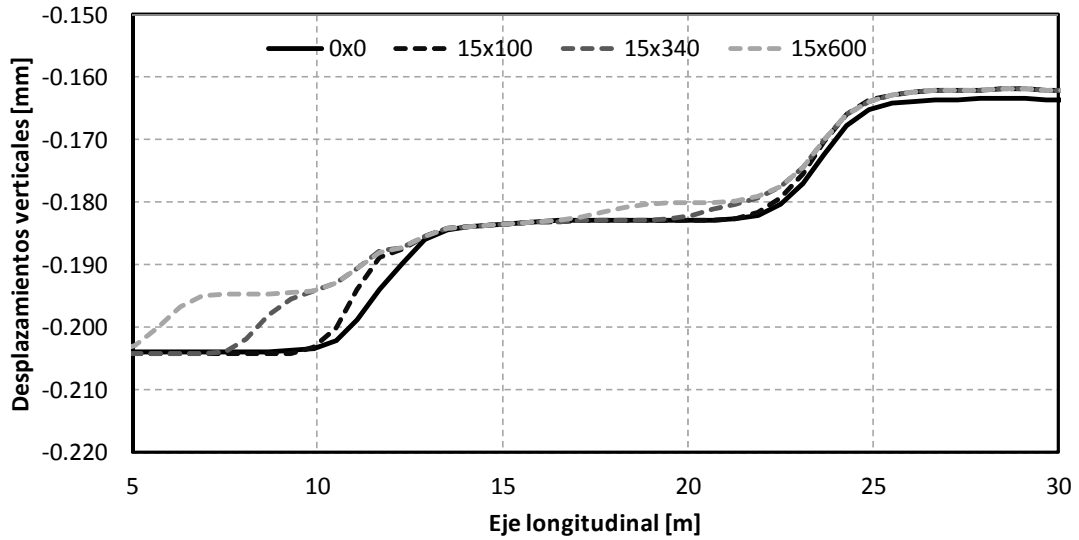


Figura 5.32. Comparación de desplazamientos verticales en cabeza de carril para diferentes longitudes de cuñas, cuyo espesor es de 15 cm. Mezcla bituminosa tipo AC22. (0x0 = sin cuña; 15x100 = cuña de 15 cm de espesor y 100 cm de longitud; 15x340 = cuña de 15 cm de espesor y 340 cm de longitud; 15x600 = cuña de 15 cm de espesor y 600 cm de longitud). Fuente: Elaboración propia

A la vista de los resultados, en la transición de vía en placa bituminosa y vía en placa de hormigón se debe disponer una losa de 15 cm de espesor y unos 3.5 metros de longitud (figura 5.33).

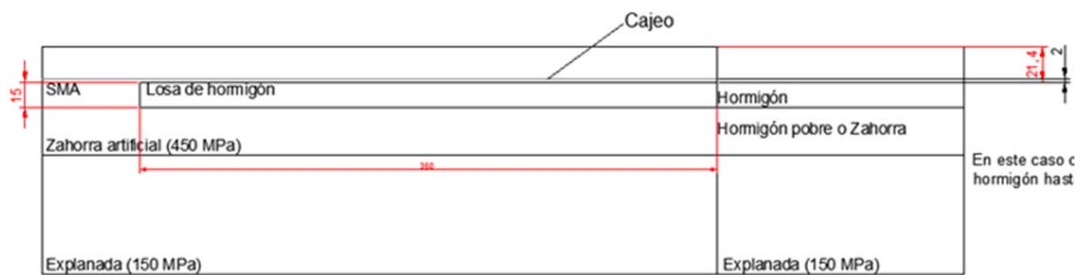


Figura 5.33. Transición entre vía en placa de hormigón y vía en placa bituminosa. Fuente: elaboración propia.

5.2.3. Construcción del tramo de pruebas

El presente apartado sintetiza la metodología constructiva empleada para la ejecución del tramo de pruebas. No obstante, para un mayor nivel de detalle, se insta al lector a consultar el Anexo I del presente documento, donde se amplía la información recogida y se acompaña de una serie de fotografías de los trabajos desarrollados durante las 31 fases en las que se ha dividido el proceso.

En cualquier caso, con carácter general, la construcción del tramo de pruebas se ha llevado a cabo en tres bloques claramente diferenciados: los estudios previos a las obras; los trabajos de construcción y los trabajos de comprobación.

Respecto al primero de ellos, se ha propuesto un total de 8 fases de trabajo en las cuales se analizan las posibles afecciones a los servicios existentes, se acota el perímetro de trabajo en la vía y se realiza el levantamiento topográfico de la zona afectada. Es muy importante realizar adecuadamente este bloque de trabajo, no solamente por la seguridad del propio trabajador, sino por las consecuencias que podría implicar la posible interferencia en los servicios y cableado existente en la vía (especialmente si ésta se encuentra en fase de explotación, como era el caso de la vía objeto de estudio de la presente Tesis Doctoral) y por la gran precisión geométrica requerida en cualquier obra lineal.

El segundo gran bloque metodológico, correspondiente a los trabajos de construcción del tramo de pruebas, comprende los trabajos necesarios para la demolición de los tramos de vía afectados y la construcción la nueva vía en placa tranviaria. Se compone de un total de 22 fases y en él se procede a la retirada del tramo existente, comprobaciones topográficas y mecánicas de las diferentes capas y la reposición de los servicios afectados.

Finalmente, el tercer bloque metodológico comprende tan sólo una fase y en él se realiza la circulación de un vehículo de pruebas para garantizar la operatividad del servicio y el correcto funcionamiento de los servicios afectados.

5.3 COMPORTAMIENTO VIBRATORIO DE LA NUEVA VÍA EN PLACA TRANVIARIA

Para la comprobación de la aptitud de la nueva vía en placa configurada a base de mezclas bituminosas, se ha llevado a cabo una campaña de registro de vibraciones cuya planificación, desarrollo y postprocesado se exponen a continuación.

5.3.1. Planificación y realización de la campaña de mediciones

En este punto se desarrolla la planificación y desarrollo de la campaña de mediciones del tramo de pruebas ejecutado para, posteriormente, ser capaces de comprobar el comportamiento vibratorio de la vía desarrollada y de sus transiciones con el resto de vías existentes: vía en balasto-vía en placa de mezcla bituminosa y vía en placa de hormigón-vía en placa de mezcla bituminosa.



Figura 5.34. Transición vía en placa de hormigón-vía en placa de mezcla bituminosa-vía en balasto. Fuente: Elaboración propia

Respecto a las características constructivas del tramo de pruebas, el tramo de vía en placa de mezcla bituminosa se ha ejecutado en la transición entre la vía en placa de hormigón y la vía en balasto con carril Phoenix Ph37N. Al finalizar

dicho tramo, la vía continúa con configuración en balasto mediante una transición a carril UIC54 sobre traviesas monobloque de hormigón tal y como se muestra en la figura 5.35:



Figura 5.35. Transición vía en placa bituminosa-vía en balasto.

Fuente: Elaboración propia

Como se ha indicado en el apartado anterior, el tramo de pruebas ejecutado está localizado en las proximidades al apeadero “Poble Espanyol” de la línea 1 del TRAM de Alicante, concretamente en la vía par en sentido de circulación sur. El punto de ubicación se emplaza a la salida en circulación de dicho apeadero, por lo que pueden darse dos modalidades de circulación (siendo en cualquier caso trenes de la serie 4100):

- Que el tren deba detenerse en el apeadero. En dicho caso, el tren reanuda la marcha desde el mismo, circulando sobre el nuevo tramo en aceleración y velocidad crecientes.
- Que el tren no se detenga. En este caso el tren circula a velocidad constante y en mayor magnitud que el caso anterior.

El estudio del comportamiento vibratorio se realizará tanto en la nueva vía en placa de mezcla bituminosa como en las configuraciones de vía existentes (es decir, la vía sobre balasto y la vía en placa de hormigón). Además también se ha

considerado interesante el estudiar el comportamiento vibratorio de las transiciones ejecutadas entre los tres tipos de vías.

Se elaboran pues dos configuraciones de medidas diferentes:

- Configuración de medida I. Esta configuración permite registrar aceleraciones en la nueva vía en placa de mezcla bituminosa y también en el tramo posterior de vía convencional sobre balasto y traviesas monobloque de hormigón. Así se puede lograr la comparación entre ambas tipologías de vía, en materia de vibraciones.
- Configuración de medida II. Esta configuración permite registrar aceleraciones en la nueva vía en placa de mezcla bituminosa y también en el tramo previo de vía en placa de hormigón terminada con adoquín. Como en el caso anterior, se busca lograr una comparación entre ambas tipologías de vía en materia de vibraciones.

La toma de datos se lleva a cabo en dos días consecutivos. En el primer día se realizan las mediciones para la configuración I (vía en placa de mezcla bituminosa-balasto) y el segundo día mediante la configuración II (vía en placa de mezcla bituminosa-vía en placa de hormigón) como muestra la figura 5.36:

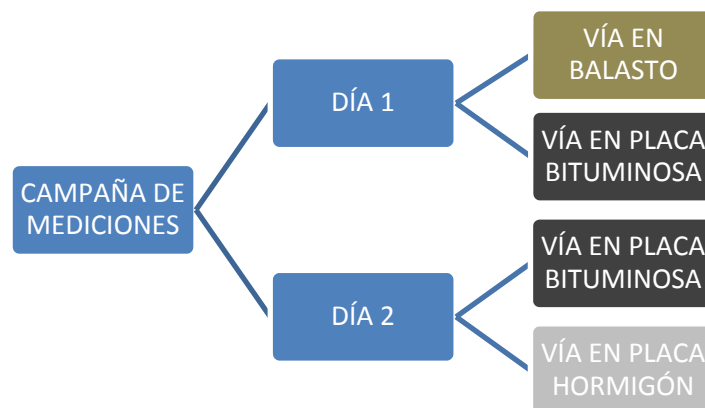


Figura 5.36. Planificación de ensayos. Fuente: Elaboración propia

Los equipos necesarios, el esquema de montaje y las fotografías de detalle de cada configuración se muestran a continuación:

Equipos empleados para la medida I:

- 2 ordenadores portátiles con conexión USB.
- 6 acelerómetros tipo SEQUOIA.
- Alimentación eléctrica.
- 4 pletinas metálicas.
- Resina de contacto.
- Cableado

Esquema gráfico de montaje para la medida I

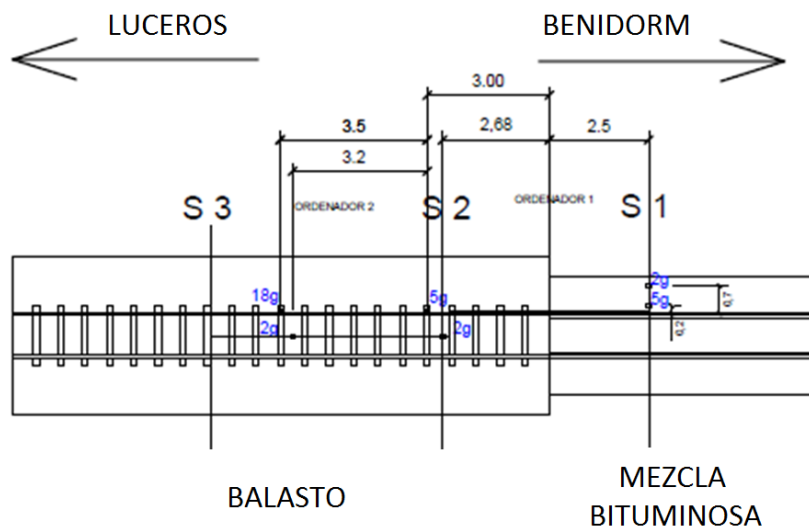


Figura 5.37. Esquema de la Configuración I: transición Balasto-vía en placa bituminosa.

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar, se estudian 3 secciones diferentes (denotadas en la figura 5.37 mediante las abreviaturas S1, S2 y S3). En todas ellas se disponen dos acelerómetros de diferente rango de medición en dos posiciones distintas como se muestra en la figura 5.38:

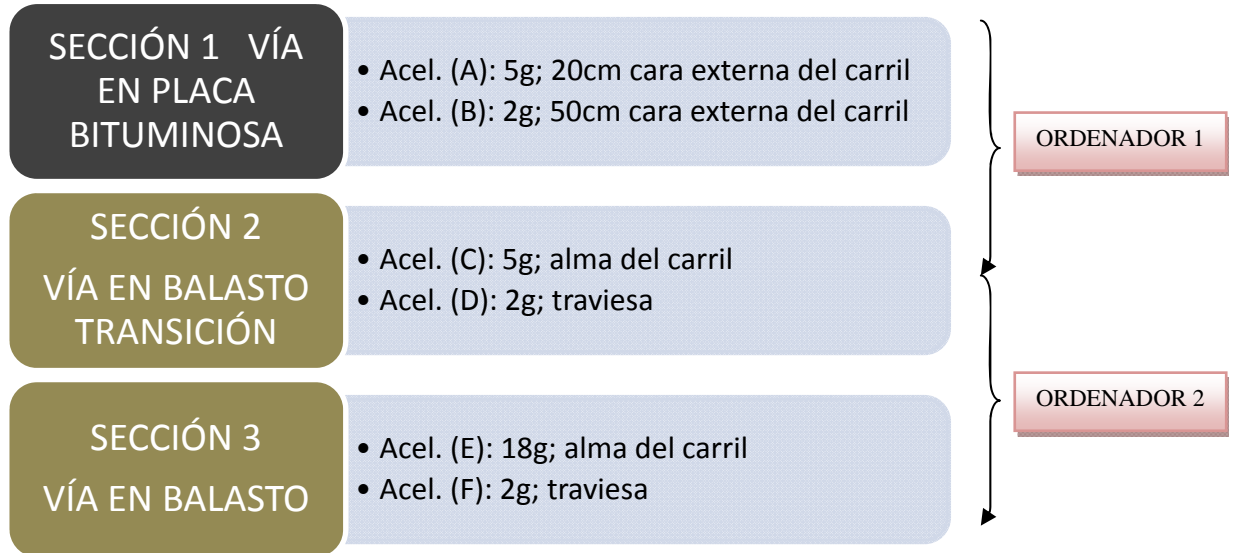


Figura 5.38. Posición y tipos de acelerómetros medida I. Fuente: elaboración propia

Fotografías de detalle de la medida I:



Figura 5.39. Sección 1 sobre vía en placa bituminosa. Fuente: elaboración propia



Figura 5.40. Sección 2 en vía en balasto. Fuente: elaboración propia



Figura 5.41. Secciones 2 y 3 en vía en balasto. Fuente: elaboración propia

Equipos empleados para la medida II:

- 2 ordenadores portátiles con conexión USB.
- 6 acelerómetros SEQUOIA.
- Alimentación eléctrica.
- 6 pletinas metálicas.
- Resina de contacto.
- Cableado.

Esquema gráfico de montaje para la medida II

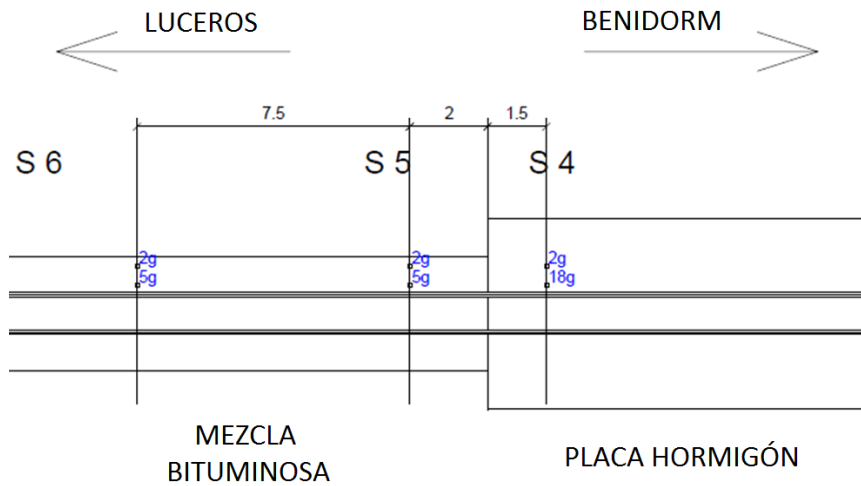


Figura 5.42. Esquema de la configuración I: Transición vía en placa bituminosa-vía en placa de hormigón. Fuente: elaboración propia

Como se puede observar, se estudian 3 secciones diferentes (denotadas en la figura 5.42 mediante las abreviaturas S4, S5 y S6). En todas ellas se disponen dos acelerómetros de diferente rango de medición en dos posiciones distintas como se muestra en la figura 5.43:

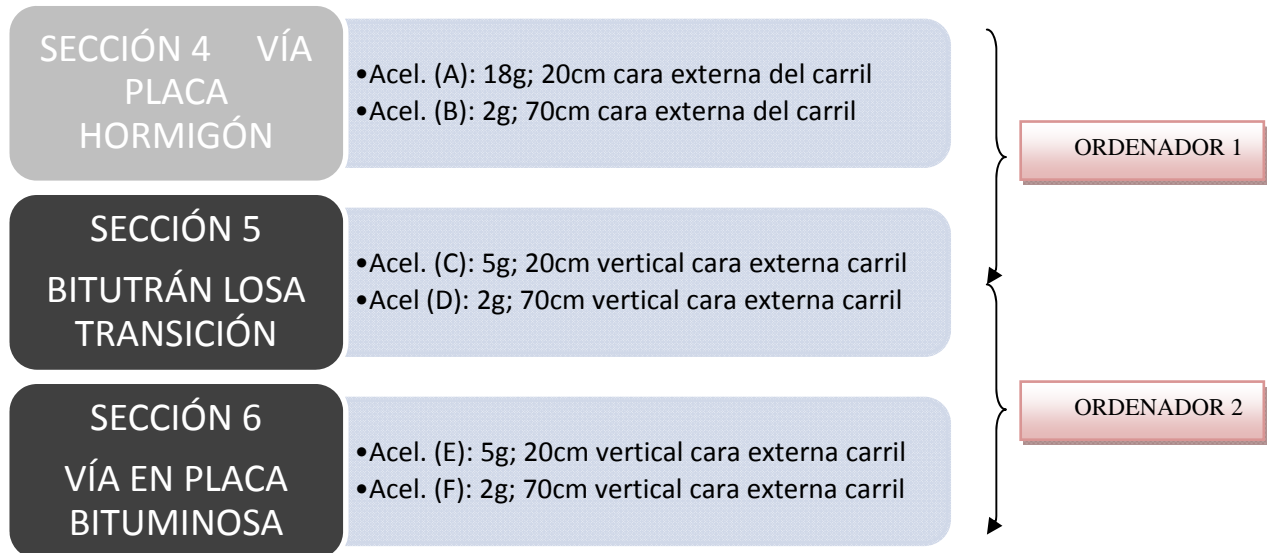


Figura 5.43. Posición y tipos de acelerómetros medida II. Fuente: elaboración propia

Fotografías de detalle de la medida II:



Figura 5.44. Sección 4 sobre vía en placa de hormigón. Fuente: elaboración propia



Figura 5.45. Sección 5 sobre vía en placa bituminosa. Fuente: elaboración propia

A continuación se muestran algunas imágenes del desarrollo de la campaña de mediciones:

- Configuración I



Figura 5.46. Disposición de los equipos para la instrumentación. Fuente: elaboración propia



Figura 5.47. Colocación de los acelerómetros y cableado de los mismo a los portátiles.

Fuente: elaboración propia



Figura 5.48. Circulación de los trenes por el tramo de pruebas. Registros de aceleraciones.
Fuente: elaboración propia

- Configuración II



Figura 5.49. Disposición de los equipos. Fuente: elaboración propia

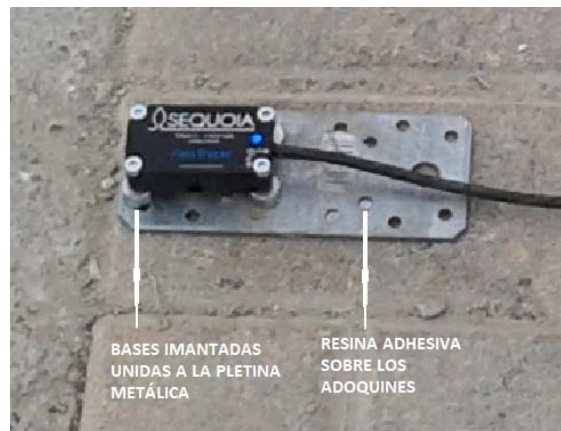


Figura 5.50. Colocación de los acelerómetros. Uniones acelerómetros-pletinas.

Fuente: elaboración propia



Figura 5.51. Circulaciones por el tramo de pruebas. Registro de aceleraciones.

Fuente: elaboración propia

5.3.2. Procesado y análisis de aceleraciones en tramo de pruebas

Una vez llevada a cabo la instrumentación del tramo de pruebas y la consecuente campaña de mediciones, se está en disposición de tratar los datos obtenidos y obtener resultados que permitan concluir si el tramo de vía en placa con mezclas bituminosas cumple con los objetivos establecidos en la Tesis, así

como conocer la bondad en su capacidad atenuadora de las vibraciones causadas por el tráfico ferroviario.

Para ello, en el presente punto se exponen los resultados de las mediciones obtenidas durante la campaña de registros de aceleraciones, su procesado mediante software informático y el análisis de los resultados en base a ciertos parámetros de interés.

Los trenes registrados a lo largo de la campaña de medidas se muestran en las tablas 5.4 y 5.5:

CONFIGURACIÓN I				
Nº Tren	Hora de paso	Destino	¿Parada en apeadero?	Validez
1	10:24	Luceros	Sí	Ajuste de configuración
2	10:52	Luceros	Sí	
3	11:23	Luceros	Sí	
4	11:53	Luceros	Sí	
5	12:23	Luceros	Sí	
6	12:53	Luceros	Sí	
7	13:24	Luceros	Sí	
8	13:53	Luceros	Sí	
9	14:24	Luceros	Sí	
10	14:53	Luceros	si	Registro de aceleraciones configuración I
11	15:22	Luceros	Sí	
12	15:53	Luceros	Sí	
13	16:22	Luceros	Sí	
14	16:53	Luceros	Sí	
15	17:23	Luceros	Sí	
16	17:54	Luceros	Sí	
17	18:26	Luceros	Sí	
18	18:53	Luceros	Sí	

Tabla 5.4. Trenes registrados el Día 1 de medidas en la transición entre la vía en placa de mezcla bituminosa y la vía sobre balasto. Fuente: elaboración propia

CONFIGURACIÓN II				
Nº Tren	Hora de paso	Destino	¿Parada en apeadero?	Validez
1	9:53	Luceros	Sí	Ajuste de configuración
2	10:24	Luceros	Sí	
3	10:53	Luceros	Sí	
4	11:52	Luceros	Sí	Registro de aceleraciones configuración II
5	12:25	Luceros	Sí	
6	12:53	Luceros	Sí	
7	13:24	Luceros	Sí	
8	13:54	Luceros	Sí	
9	14:24	Luceros	Sí	
10	14:53	Luceros	No	
11	15:23	Luceros	Sí	
12	15:54	Luceros	Sí	
13	16:25	Luceros	Sí	
14	16:52	Luceros	Sí	
15	17:22	Luceros	Sí	
16	17:53	Luceros	Sí	
17	18:20	Luceros	Sí	

Tabla 5.5. Trenes registrados el Día 2 de medidas en la transición entre la vía en placa de hormigón y la vía en placa de mezcla bituminosa. Fuente: elaboración propia

5.3.2.1 Metodología de adquisición de los datos registrados

Los datos son registrados y almacenados en los ordenadores ubicados en el propio tramo de pruebas. Posteriormente, mediante el software FTAnalyzer (figura 5.52) se permite la visualización de las aceleraciones registradas por los acelerómetros SEQUOIA, así como de ciertos valores característicos.

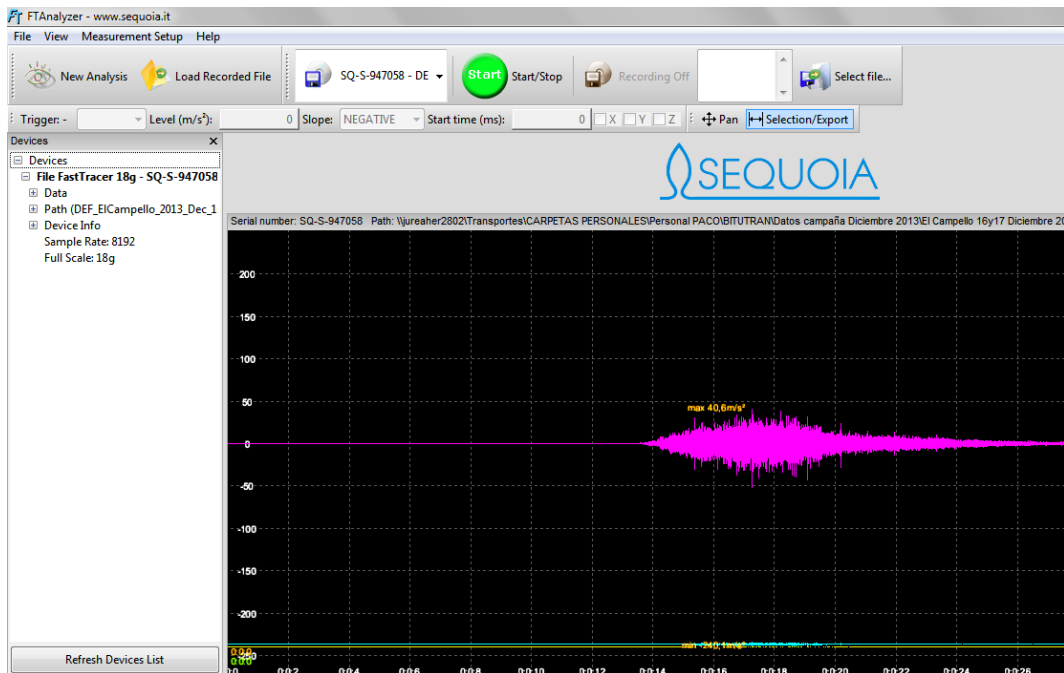


Figura 5.52. Display del programa Fast Tracer. Fuente: elaboración propia

Una vez los datos se han recogido mediante el programa FTAnalyzer, estos se transforman a un archivo de texto procesable mediante software Excel y se importan de nuevo a un programa de tratamiento de señales (en este caso software FAMOS como muestra la figura 5.53, puesto que permite tanto visualizar las series de datos como realizar una serie de operaciones sobre los mismos).

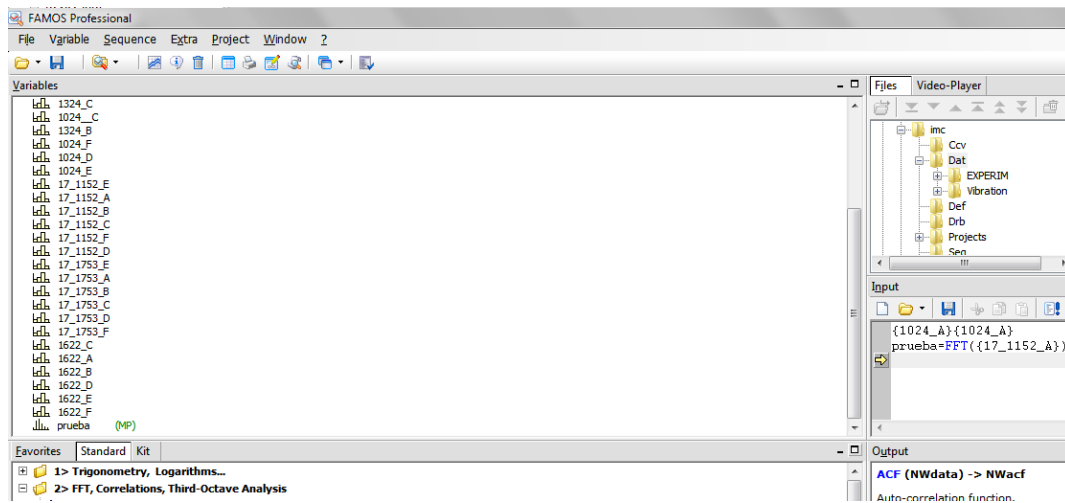


Figura 5.53. Display del software de tratamiento de datos FAMOS.

Fuente: elaboración propia

5.3.2.2. Estrategia de análisis de los registros obtenidos

En primer lugar se exponen una serie de parámetros que se han empleado para analizar cada una de las series de datos registradas durante las circulaciones ferroviarias correspondientes:

- Valores medios de las aceleraciones registradas. Este parámetro se mide como los valores extremos que definen los cuartiles intermedios (es decir, aquellos que delimitan el 25 y 75% de los valores registrados). El valor medio representa pues los límites entre los que se encuentran el 50% de los datos de valores más próximos a la media. Este parámetro se emplea para compararlo con los picos máximos y mínimos y de este modo observar si existe una gran dispersión de las aceleraciones registradas.
- Picos máximos y mínimos en las aceleraciones registradas.
- Distribución de las aceleraciones. Morfología del registro obtenido.
- Tiempo de cola, atenuación de la señal vibratoria. El tiempo de cola se estudia tanto por la izquierda (generación de la señal vibratoria), como por la derecha (atenuación de la señal vibratoria). Se entiende el TCi (Tiempo de Cola izquierdo) como el tiempo que tarda en producirse el primer pico relativo a la primera excitación sobre la vía; y el TCd

(Tiempo de Cola derecho) como el tiempo que tarda en disiparse la vibración desde la última excitación vibratoria hasta que se recuperan niveles previos a la pasada del tren.

El análisis de los datos registrados, debido al amplio número de trenes controlados, se ha dividido empleando la siguiente estrategia:

- Análisis completo sobre los registros tomados para un vehículo preciso. En concreto, se trata del vehículo 4102, el único que desarrolló todas sus circulaciones obteniendo registros en las 6 secciones instrumentadas (2 para cada día).
- Análisis entre los diferentes vehículos registrados. En primer lugar comparación de los registros máximos en los acelerómetros próximos al carril (A, C y E) y en segundo lugar de los acelerómetros más alejados del carril (B, D y F), tanto para la configuración de medida I (entre la vía sobre balasto y entre la vía en placa de mezcla bituminosa), como para la configuración de medida II (entre la vía en placa para mezcla bituminosa y la vía en placa de hormigón).

5.3.2.3. Análisis de los registros para la circulación completa del tren 4102 en la configuración I: vía en balasto – vía en placa bituminosa

A continuación se estudian las dos circulaciones que realizó el vehículo 4102 en el primer día de las mediciones. Esto implica que todos los parámetros definidos anteriormente se analizarán en las 12 mediciones registradas (dos circulaciones sobre los 6 acelerómetros).

Primera pasada del tren 4102 sobre la zona de registro: 10:24h

Acelerómetro A. Colocado en la sección 1 sobre la vía en placa bituminosa a 20cm en perpendicular a la cara externa del carril

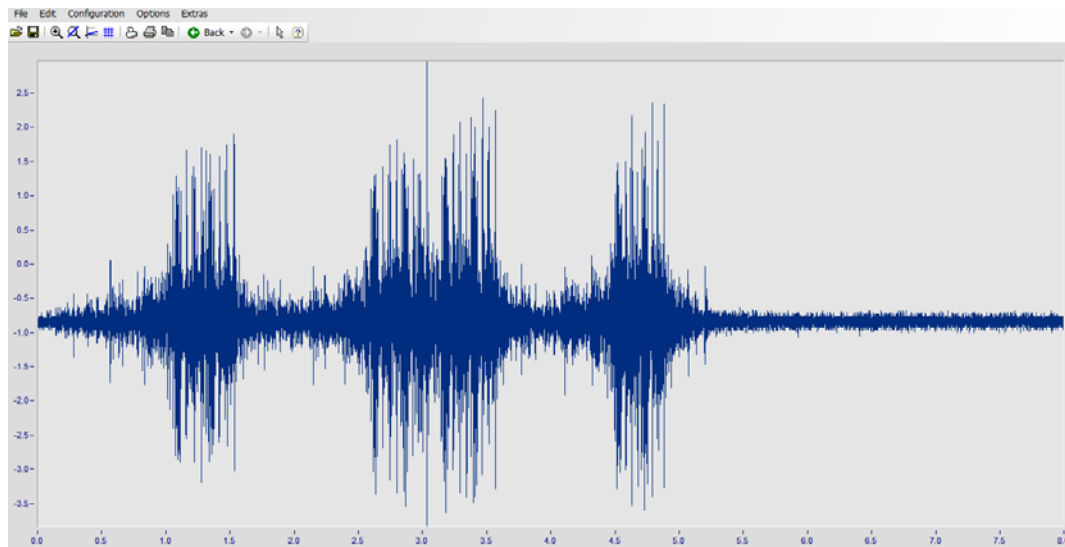


Figura 5.54. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro A, sección 1 (0.20 m del carril) vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.

Valores medios	Entre [0 ; -1.5] m/s ²
Máximo - Mínimo	2.97m/s ² , -3.84m/s ²
Morfología	Se aprecia el paso de los 3 coches que conforman en tren 4102, distinguiéndose excitaciones más pronunciadas al paso de los ejes de los bogies (4)
Tiempos de Cola	Izquierda (Generación): 0.5 s Derecha (Atenuación): 0.3 s

Tabla 5.6. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro A, sección 1 (0.20 m del carril) vía en placa bituminosa.

Fuente: Elaboración propia.

Acelerómetro B. Colocado en la sección 1 sobre la vía en placa bituminosa a 70cm en perpendicular de la cara externa del carril

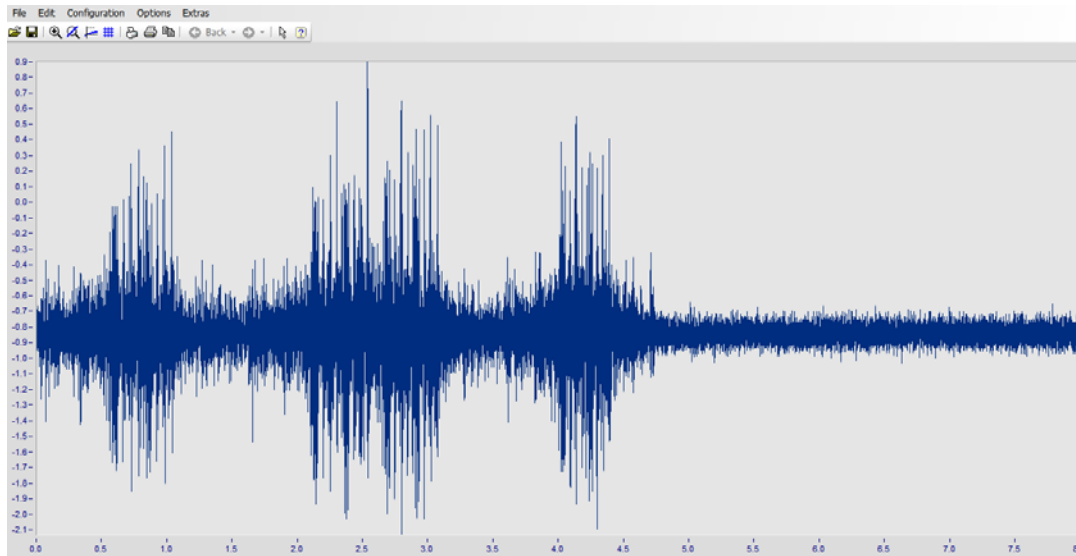


Figura 5.55. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro B, sección 1 (0.70 m del carril) Vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.

Valores medios	[-0.4 ; -1.3]m/s ²
Máximo - Mínimo	0.93m/s ² , -2.13m/s ²
Morfología	Se aprecia el paso de los 3 coches que conforman en tren 4102, distinguiéndose excitaciones más pronunciadas al paso de los ejes de los bogies (4)
Tiempos de Cola	Izquierda (Generación): 0.5 s Derecha (Atenuación): 0.3 s

Tabla 5.7. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro B, sección 1 (0.70 m del carril) Vía en placa bituminosa.

Fuente: Elaboración propia.

Se observa una importante disminución del orden de magnitud de los valores máximos y mínimos respecto a los registros del acelerómetro A, estando este resultado en consonancia con la hipótesis de partida de que si se incrementa la distancia al foco generador de los vibraciones (el carril), las aceleraciones se van amortiguando y por tanto disminuyendo su valor.

Acelerómetro C. Colocado en la sección 2 sobre el alma del carril de la vía en balasto

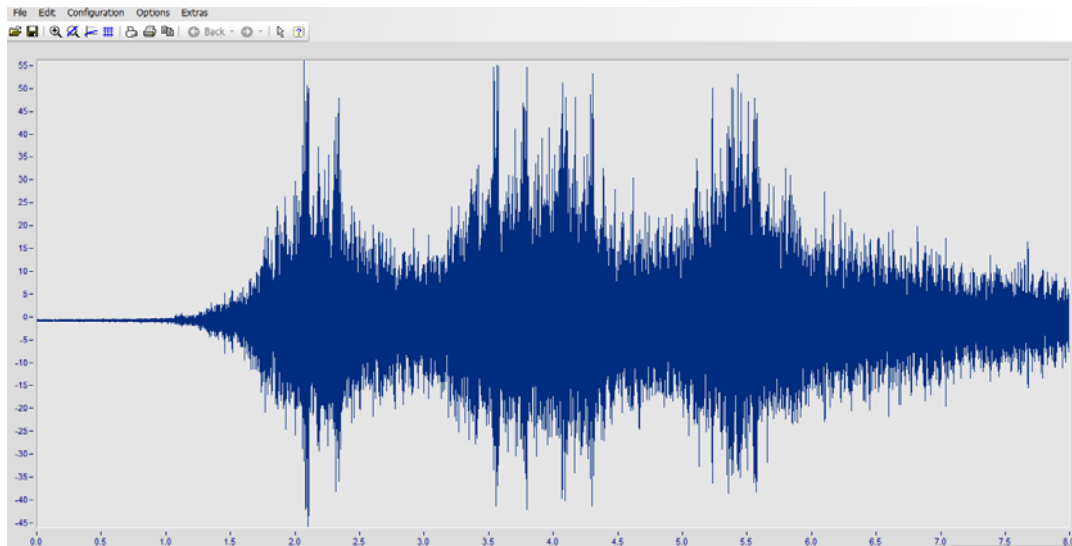


Figura 5.56. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro C, Sección 2, BALASTO-TRANSICIÓN, en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.

Valores medios	Entre [25, -20] m/s ²
Máximo - Mínimo	56.19 m/s ² , -46.06 m/s ²
Morfología	Se aprecia el paso de los 3 coches que conforman el tren 4102, distinguiéndose excitaciones más pronunciadas al paso de los ejes de los bogies aunque la señal no se atenúa en la misma medida que con la vía en placa bituminosa ni se aprecian las excitaciones principales con la misma claridad.
Tiempos de Cola	Izquierda (Generación): 0.7 s Derecha (Atenuación): >2.5 s (dado que el acelerómetro se encuentra en el carril, éste experimenta vibraciones aun cuando el vehículo se encuentra a una distancia considerable del punto de registro).

Tabla 5.8. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro C, Sección 2, BALASTO-TRANSICIÓN, en el alma del carril.

Fuente: Elaboración propia.

En este caso se aprecia un notable el aumento respecto al acelerómetro A tanto del orden de magnitud de las aceleraciones (20 veces superior) como del valor del TCd, así como una menor definición de las tres excitaciones principales que generan los bogies al paso de la sección.

Acelerómetro D. Colocado en la sección 2 sobre la traviesa de hormigón monobloque en balasto-transición

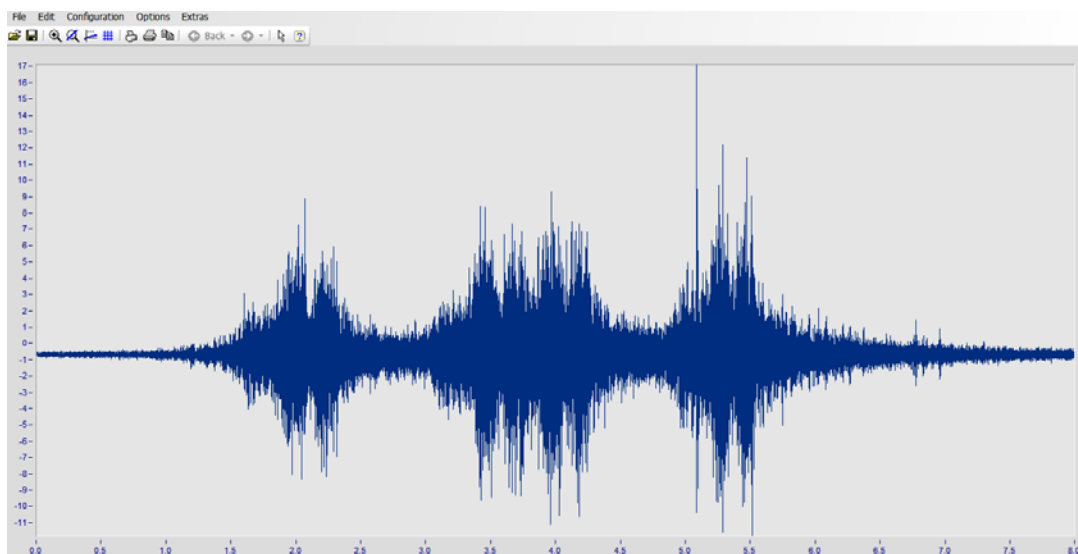


Figura 5.57. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro D, Sección 2, BALASTO-TRANSICIÓN, sobre la traviesa de hormigón. Fuente: Elaboración propia.

Valores medios	Entre [5, -5]m/s ²
Máximo - Mínimo	17.11 m/s ² , -11.84m/s ²
Morfología	Se aprecia el paso de los 3 coches que conforman el tren 4102, distinguiéndose excitaciones más pronunciadas al paso de los ejes de los bogies
Tiempos de Cola	Izquierda (Generación): 0.7s Derecha (Atenuación): 1.5s

Tabla 5.9. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro D, Sección 2, BALASTO-TRANSICIÓN, sobre la traviesa de hormigón.

Fuente: Elaboración propia.

En esta ocasión, dado que el acelerómetro no se encuentra en el propio carril, se distinguen claramente las tres excitaciones principales y el tiempo de cola de atenuación es menor (si bien significativamente superior a los registrados en la sección de vía en placa bituminosa). El orden de magnitud de las aceleraciones desciende drásticamente respecto al punto de control "C"; en cambio en comparación con el acelerómetro "B" su valor es del orden de cinco veces superior.

Acelerómetro E. Colocado en la sección 3 sobre el alma del carril en la sección balasto

Desafortunadamente, el acelerómetro "E" realizó un registro incoherente en la pasada de las 10.24h debido a un fallo en la instrumentación de campo o un error del propio dispositivo. Por este motivo no se adjuntan datos para el análisis en esta pasada.

Acelerómetro F. Colocado en la sección 3 sobre la traviesa de hormigón monobloque en la sección balasto

Al igual que sucedía en el caso anterior, el acelerómetro "F" realizó un registro incoherente en la pasada de las 10.24h debido a un fallo en la instrumentación de campo o un error del propio dispositivo. Por este motivo tampoco se adjuntan datos para el análisis en esta pasada.

Segunda pasada del tren 4102 sobre la zona de registro: 16.22h

Acelerómetro A. Colocado en la sección 1 sobre la vía en placa bituminosa a 20cm en perpendicular a la cara externa del carril

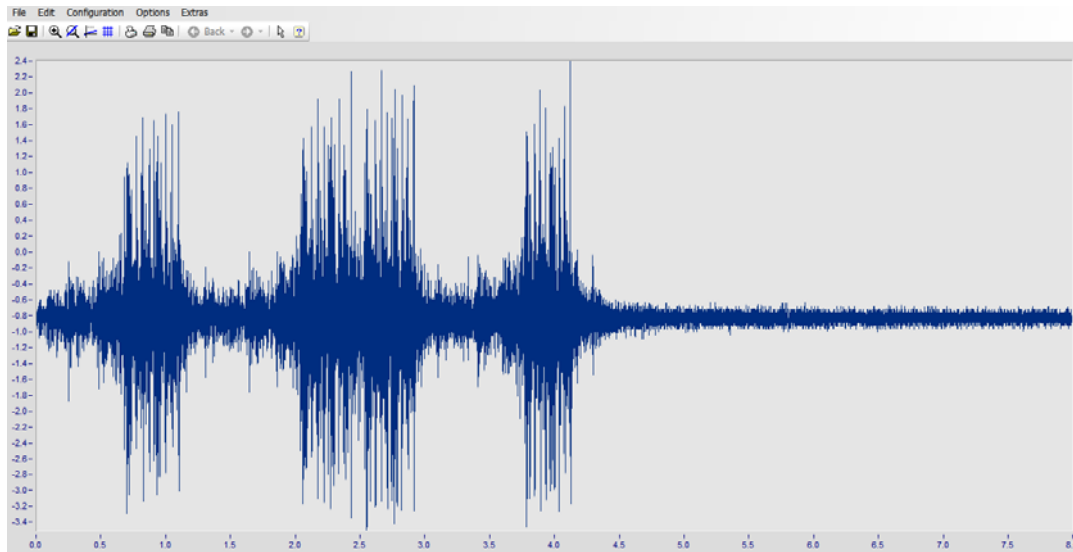


Figura 5.58. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro A, Sección 1 (0.20 cm del carril), vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.

Valores medios	Entre [0.5 ; -2] m/s ²
Máximo - Mínimo	2.41m/s ² , -3.5m/s ²
Morfología	Se aprecia el paso de los 3 coches que conforman en tren 4102, distinguiéndose excitaciones más pronunciadas al paso de los ejes de los bogies
Tiempos de Cola	Izquierda (Generación): 0.7s Derecha (Atenuación): 0.3s

Tabla 5.10. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro A, Sección 1 (0.20 cm del carril), vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.

No se aprecian diferencias significativas respecto al registro en el mismo punto de la primera pasada del tren 4102, lo cual proporciona estabilidad y coherencia en los resultados obtenidos previamente.

Acelerómetro B. Colocado en la sección 1 sobre la vía en placa bituminosa a 70cm en perpendicular de la cara externa del carril

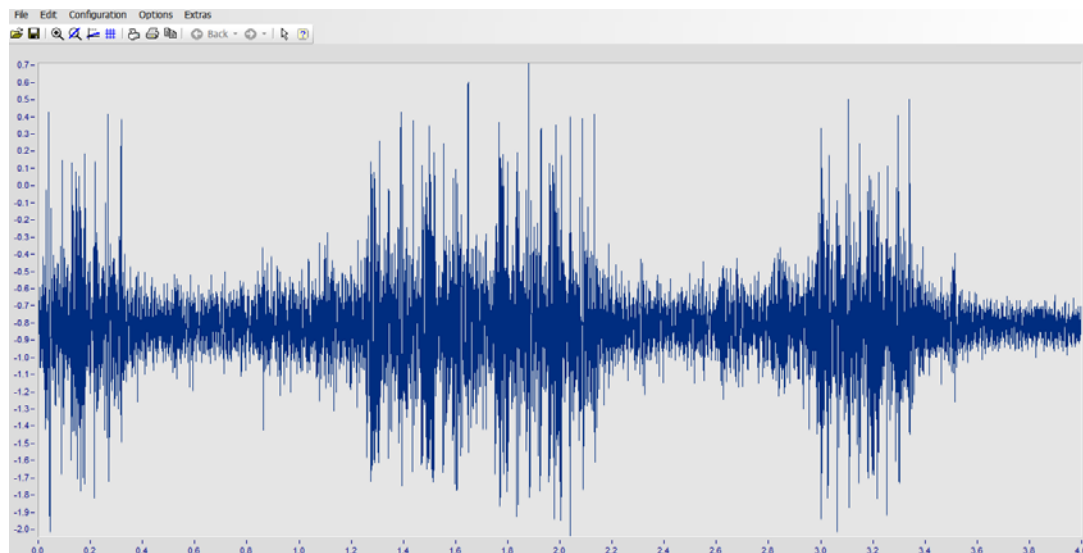


Figura 5.59. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro B, Sección 1 (0.70 cm), vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.

Valores medios	Entre [-0.3 ; -1.4] m/s ²
Máximo - Mínimo	0.71m/s ² , -2.04m/s ²
Morfología	Se aprecia el paso de los 3 coches que conforman en tren 4102, distinguiéndose excitaciones más pronunciadas al paso de los ejes de los bogies
Tiempos de Cola	Izquierda (Generación): No se registra porque el acelerómetro registra datos una vez comienza el primer eje de bogies a circular por el punto de control, se trata de un retraso en el inicio del registro. Derecha (Atenuación): 0.2s

Tabla 5.11. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro B, Sección 1 (0.70 cm), vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.

No se aprecian diferencias significativas respecto al registro en el mismo punto de la primera pasada del tren 4102, lo cual proporciona estabilidad y coherencia en los resultados obtenidos previamente.

Acelerómetro C. Colocado en la sección 2 sobre el alma del carril de la vía en balasto

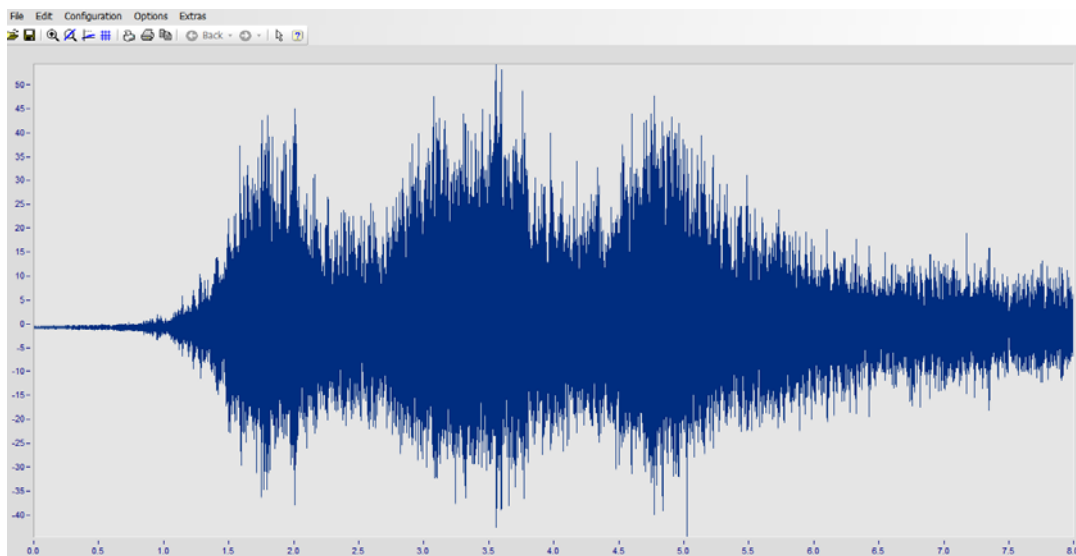


Figura 5.60. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro C, Sección 2, BALASTO-TRANSICIÓN. Fuente: Elaboración propia.

Valores medios	Entre [27; -20] m/s ²
Máximo - Mínimo	54.35m/s ² , -44.57m/s ²
Morfología	Se aprecia el paso de los 3 coches que conforman en tren 4102, distinguiéndose excitaciones más pronunciadas al paso de los ejes de los bogies aunque la señal no se atenúa en la misma medida que con la vía en placa bituminosa ni se aprecian las excitaciones principales con la misma claridad.
Tiempos de Cola	Izquierda (Generación): 0.5s Derecha (Atenuación): >2.5s

Tabla 5.12. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro C, Sección 2, BALASTO-TRANSICIÓN. Fuente: Elaboración propia.

De nuevo se aprecian las mismas características analizadas para la primera pasada, es decir, un aumento considerable del orden de magnitud de las aceleraciones; máximos y mínimos del mismo rango de aceleraciones y tiempo de cola superior a 2.5s debido a la excitación prolongada que sufre el carril y su baja capacidad de atenuación.

Acelerómetro D. Colocado en la sección 2 sobre la traviesa de hormigón monobloque en balasto-transición.

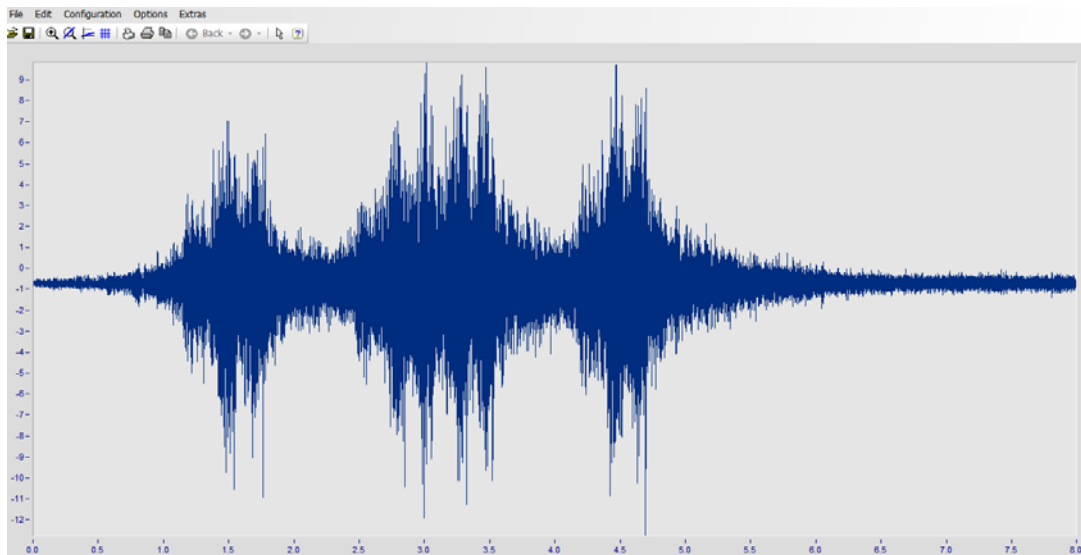


Figura 5.61. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro D, Sección 2, BALASTO-TRANSICIÓN. Fuente: Elaboración propia.

Valores medios	Entre [5; -5] m/s ²
Máximo - Mínimo	9.84m/s ² , -12.75m/s ²
Morfología	Se aprecia el paso de los 3 coches que conforman en tren 4102, distinguiéndose excitaciones más pronunciadas al paso de los ejes de los bogies
Tiempos de Cola	Izquierda (Generación): 0.7s Derecha (Atenuación): 1.5s

Tabla 5.13. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro D, Sección 2, BALASTO-TRANSICIÓN. Fuente: Elaboración propia.

De nuevo se observan las mismas características que en la primera pasada, identificándose claramente el paso de los tres ejes por el punto de control y reduciéndose considerablemente el orden de magnitud y tiempo de cola de atenuación de las aceleraciones respecto a C.

Acelerómetro E. Colocado en la sección 3 sobre el alma del carril en la sección balasto

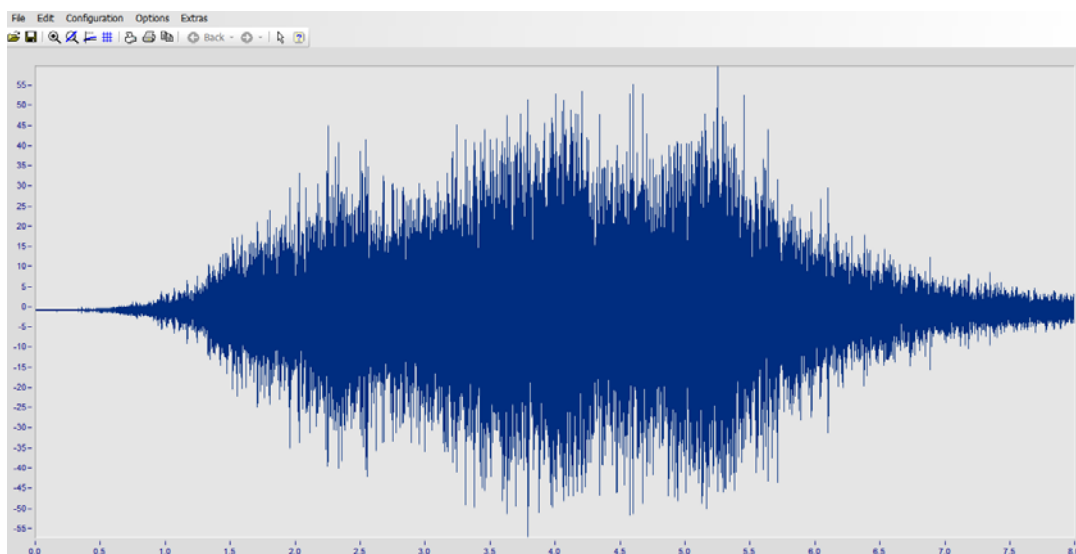


Figura 5.62. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro E, Sección 3, BALASTO.

Fuente: Elaboración propia.

Valores medios	Entre [30; -25] m/s ²
Máximo - Mínimo	59.78m/s ² , -57.22m/s ²
Morfología	No se aprecia la excitación de los tres bogies del vehículo dado que las vibraciones en el carril poseen una atenuación muy lenta.
Tiempos de Cola	Izquierda (Generación): 0.7s Derecha (Atenuación): >2.5s

Tabla 5.14. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro E, Sección 3, BALASTO. Fuente: Elaboración propia.

La principal característica que se identifica en las vibraciones del carril en vía en balasto es la ausencia de una morfología acorde con el paso de los ejes del tren sobre el punto de control. Esto sucede dado que el carril, una vez es excitado, mantiene dicha vibración de manera prolongada sin apreciar una atenuación de la señal. De esta forma, la vibración enlaza directamente con la excitación del siguiente eje del vehículo. El orden de magnitud de las aceleraciones se encuentra en un rango muy similar al de la transición vía en placa bituminosa-balasto.

Acelerómetro F. Colocado en la sección 3 sobre la traviesa de hormigón monobloque en la sección balasto

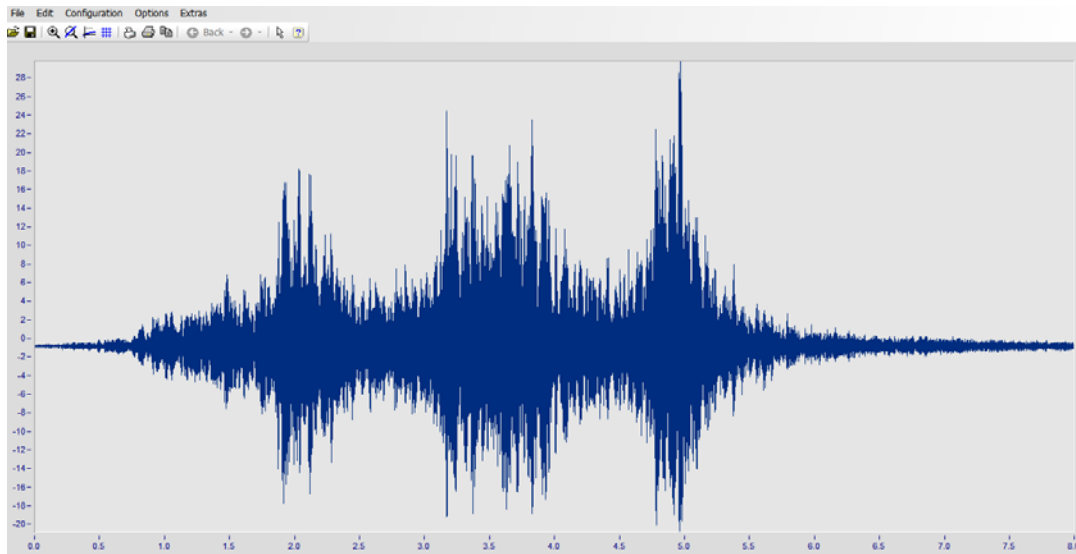


Figura 5.63. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro F, Sección 3, BALASTO.

Fuente: Elaboración propia.

Valores medios	Entre [10; -12] m/s ²
Máximo - Mínimo	29.82m/s ² , -20.83m/s ²
Morfología	Se aprecia la excitación de los 4 bogies a su paso por el punto de control.
Tiempos de Cola	Izquierda (Generación): 1s Derecha (Atenuación): 2s

Tabla 5.15. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro F, Sección 3, BALASTO. Fuente: Elaboración propia.

De forma análoga a los puntos de control C y D de la sección 2; en esta ocasión se muestra una amortiguación considerable de la señal respecto al registro E debido a que el dispositivo se encuentra en la traviesa de hormigón y no directamente sobre el carril. Los valores son de un orden de magnitud del doble respecto al dispositivo en D; lo cual pone de manifiesto que la transición balasto-vía en placa bituminosa presenta una ligera mejoría en la amortiguación de las vibraciones que la vía plena en balasto.

5.3.2.4. Conclusiones sobre los resultados del tren 4102 sobre la configuración I: transición vía en placa bituminosa-balasto

En base a los resultados obtenidos y los análisis pertinentes recién expuestos, se concluye que la vía en placa bituminosa presenta una mejora muy significativa de la respuesta frente a las vibraciones que se producen en la vía. De este modo, se ha observado que éstas se transmiten en un rango de aceleraciones mucho menor (orden de magnitud) y el tiempo de atenuación de la señal es muy corto, en contrapartida al prolongado valor que se experimenta para vía en balasto.

5.3.2.5. Análisis de los registros para la circulación completa del tren 4102 en la configuración II: transición vía en placa de hormigón – viga en placa bituminosa

Siguiendo el mismo procedimiento que en el caso anterior, a continuación se analizan las 2 circulaciones que realiza dicho vehículo 4102 en el segundo día de las mediciones. De este modo, de nuevo se estudia un total de 12 registros (dos circulaciones sobre los 6 acelerómetros).

Primera pasada del tren 4102 sobre la zona de registro: 11:52h

Acelerómetro A. Colocado en la sección 4 sobre la vía en placa de hormigón a 20cm de la cara externa del carril.

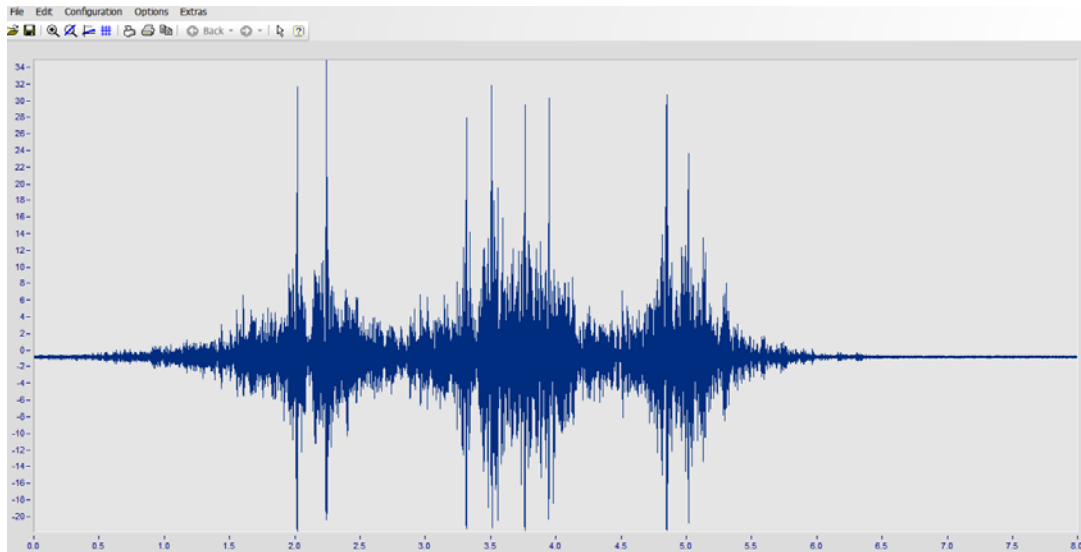


Figura 5.64. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro A, Sección 4 (0.20 cm), VÍA EN PLACA HORMIGÓN. Fuente: Elaboración propia.

Valores medios	Entre [6; -8] m/s ²
Máximo - Mínimo	34.95m/s ² , -21.85 m/s ²
Morfología	Se aprecia la excitación de los tres bogies a su paso por el punto de control.
Tiempos de Cola	Izquierda (Generación): 1.5s Derecha (Atenuación): 1.5s

Tabla 5.16. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro A, Sección 4 (0.20 cm), VÍA EN PLACA HORMIGÓN.

Fuente: Elaboración propia.

Si bien es cierto que el orden de magnitud de las aceleraciones en la vía en placa de hormigón no es muy elevado, los valores máximos y mínimos sí que son de importancia. Se ofrece por tanto un registro bastante estable pero con registros

extremos puntuales correspondientes a la circulación de los 4 bogies del tren 4102 con tiempos de generación y atenuación de la señal prolongados.

Acelerómetro B. Colocado en la sección 4 sobre la vía en placa de hormigón a 70cm de la cara externa del carril.

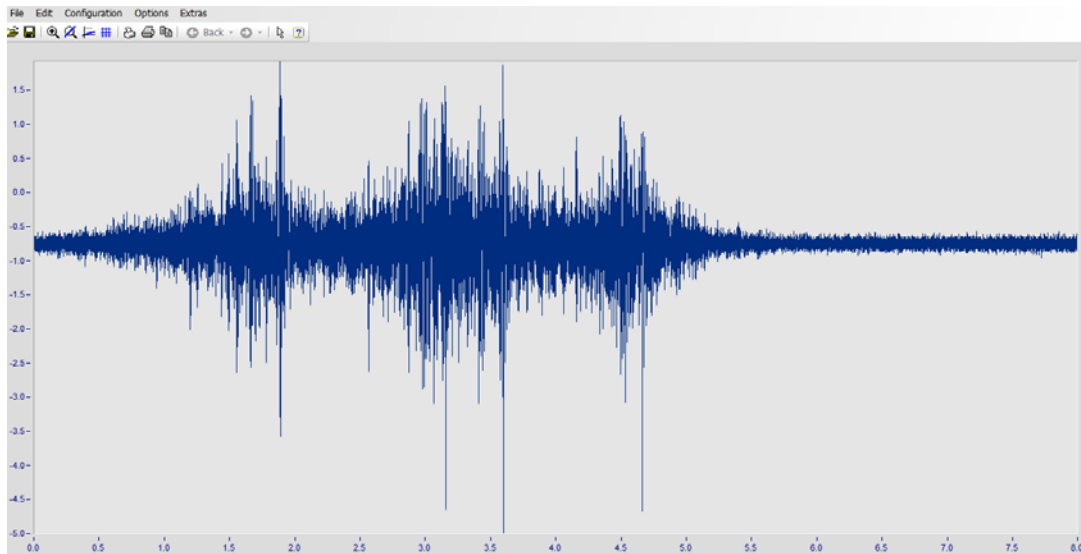


Figura 5.65. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro B, Sección 4 (0.70 cm), VÍA EN PLACA HORMIGÓN. Fuente: Elaboración propia.

Valores medios	Entre [0.5; -1.5] m/s ²
Máximo - Mínimo	1.92m/s ² , -5m/s ²
Morfología	Se aprecia la excitación de los tres bogies a paso por el punto de control.
Tiempos de Cola	Izquierda (Generación): 1s Derecha (Atenuación): 0.8s

Tabla 5.17. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro B, Sección 4 (0.70 cm), VÍA EN PLACA HORMIGÓN.

Fuente: Elaboración propia.

Se aprecia una disminución del orden de magnitud de las aceleraciones, lo cual concuerda con la hipótesis de partida (la cual establecía que se reducen las

vibraciones en puntos más alejados del foco de generación (el carril). Se reducen ligeramente los tiempos de cola respecto los registros a 20 cm.

Acelerómetro C. Colocado en la sección 5 sobre la vía en placa bituminosa - transición a 20cm de la cara externa del carril.

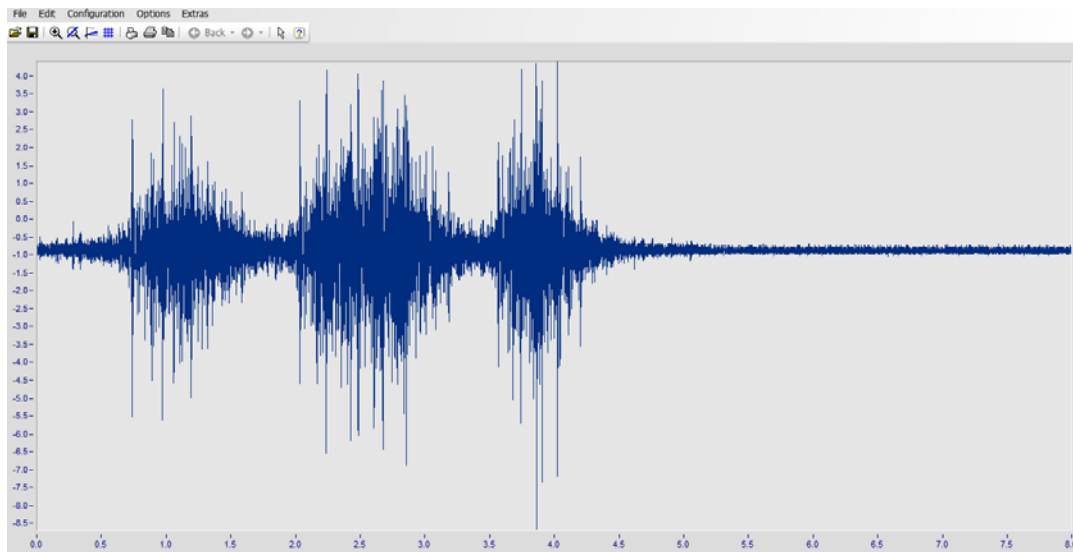


Figura 5.66. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro C, Sección 5, Vía en placa bituminosa-transición. Fuente: Elaboración propia.

Valores medios	Entre [1.5; -3] m/s ²
Máximo - Mínimo	4.41m/s ² , -8.69m/s ²
Morfología	Se aprecia la excitación de los tres bogies a su paso por el punto de control.
Tiempos de Cola	Izquierda (Generación): 0.7s Derecha (Atenuación): 0.5s

Tabla 5.18. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro C, Sección 5, Vía en placa bituminosa-transición.

Fuente: Elaboración propia.

Se aprecia una significativa reducción de los valores medios de las aceleraciones respecto a los registros del acelerómetro A de la sección 4. No obstante, lo más reseñable es el descenso de los valores máximos y mínimos,

observándose en el registro en el punto de control C unos valores extremos muy inferiores a los obtenidos en la anterior sección. Con esto se muestra en primera instancia que la vía en placa bituminosa responde mejor frente a las excitaciones de mayor relevancia, evitando la presencia de valores extremos muy alejados de los valores medios.

Acelerómetro D. Colocado en la sección 5 sobre la vía en placa bituminosa - transición a 70cm de la cara externa del carril.

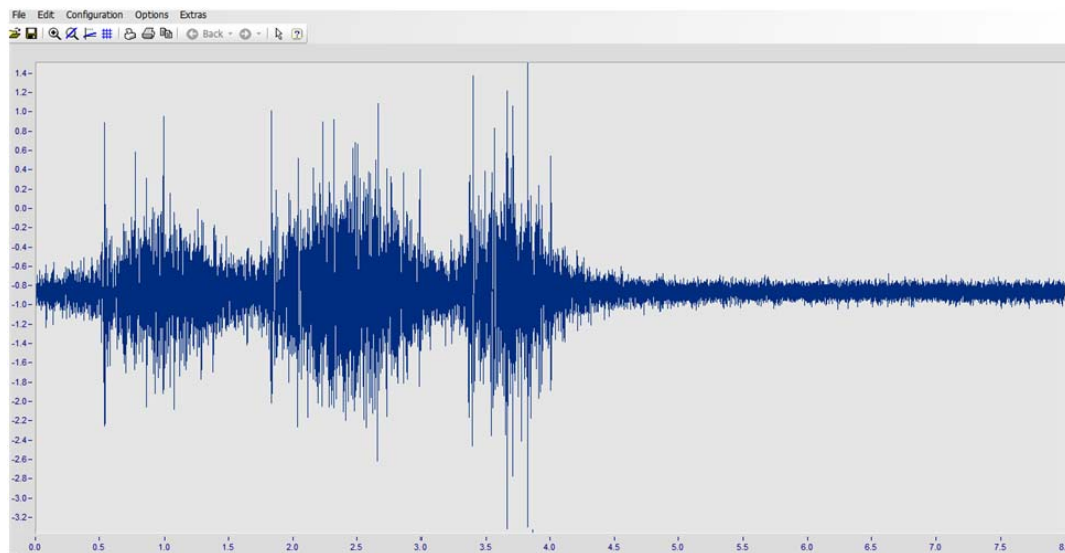


Figura 5.67. Registro de aceleraciones: Acelerómetro D, Sección 5 (0.70 cm), Vía en placa bituminosa-Transición. Fuente: Elaboración propia.

Valores medios	Entre [0; -1.8] m/s ²
Máximo - Mínimo	1.51m/s ² , -3.35m/s ²
Morfología	Se aprecia la excitación de los 4 bogies a su paso por el punto de control.
Tiempos de Cola	Izquierda (Generación): 0.5s Derecha (Atenuación): 0.7s

Tabla 5.19. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro D, Sección 5 (0.70 cm), Vía en placa bituminosa-Transición. Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con la figura 5.67, se aprecia una reducción en el orden de magnitud y los valores extremos de las aceleraciones, fruto de la mitigación que supone la mayor distancia al carril (conviene recordar que en esta ocasión el dispositivo se sitúa a 70 cm de la cara extrema del carril frente a los 20 cm del acelerómetro C).

Acelerómetro E. Colocado en la sección 6 sobre la sección bituminosa a 20cm de la cara externa del carril.

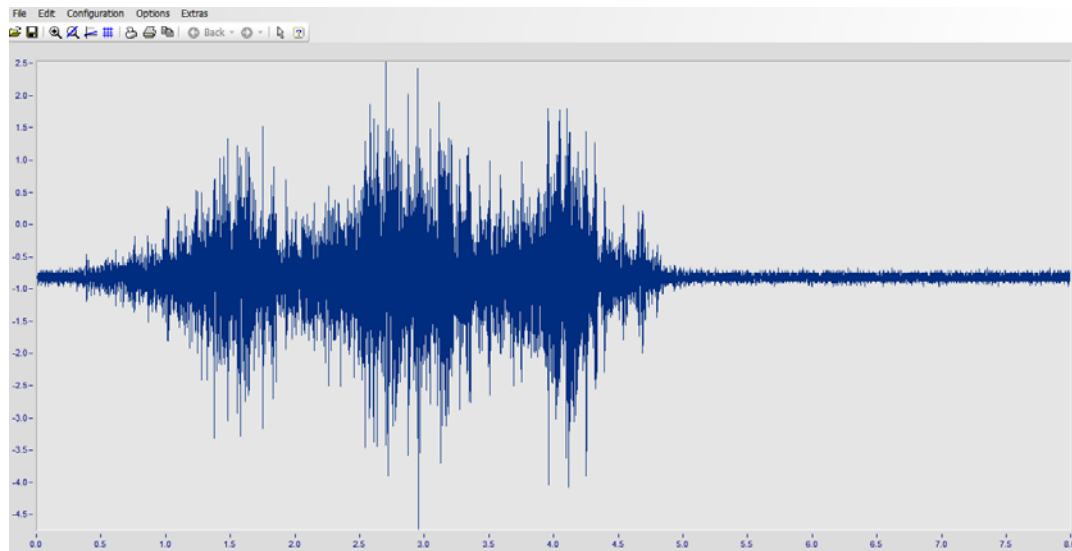


Figura 5.68. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro E, Sección 6 (0.20 cm), vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.

Valores medios	Entre [0.5; -2] m/s ²
Máximo - Mínimo	2.54m/s ² , -4.74m/s ²
Morfología	Se aprecia la excitación de los tres bogies a su paso por el punto de control aunque en menor medida dado que los valores extremos no difieren en gran medida de los valores medios y por tanto no se observan grandes variaciones.
Tiempos de Cola	Izquierda (Generación): 1seg Derecha (Atenuación): 0.6seg

Tabla 5.20. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro E, Sección 6 (0.20 cm), vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.

En este caso se trata de un registro tomado en plena vía en placa de mezcla bituminosa. El acelerograma muestra un orden de magnitud inferior al de las secciones 4 y 5; siendo relevante además la reducción de los valores máximo y mínimo. En comparación con la sección 4 (vía en placa de hormigón), el orden de magnitud es 4 veces menor y los valores extremos son más próximos a los valores medios. Además, también se observa una reducción en los tiempos de cola respecto a la sección 4.

Acelerómetro F. Colocado en la sección 6 sobre la vía en placa bituminosa a 70cm de la cara externa del carril.

Desafortunadamente, el acelerómetro "F" realizó un registro incoherente en la pasada de las 11:52h debido a un error del propio dispositivo. Por este motivo no se adjuntan datos para el análisis en esta pasada.

Segunda pasada del tren 4102 sobre la zona de registro: 17.53h

Acelerómetro A. Colocado en la sección 4 sobre la vía en placa de hormigón a 20cm de la cara externa del carril.

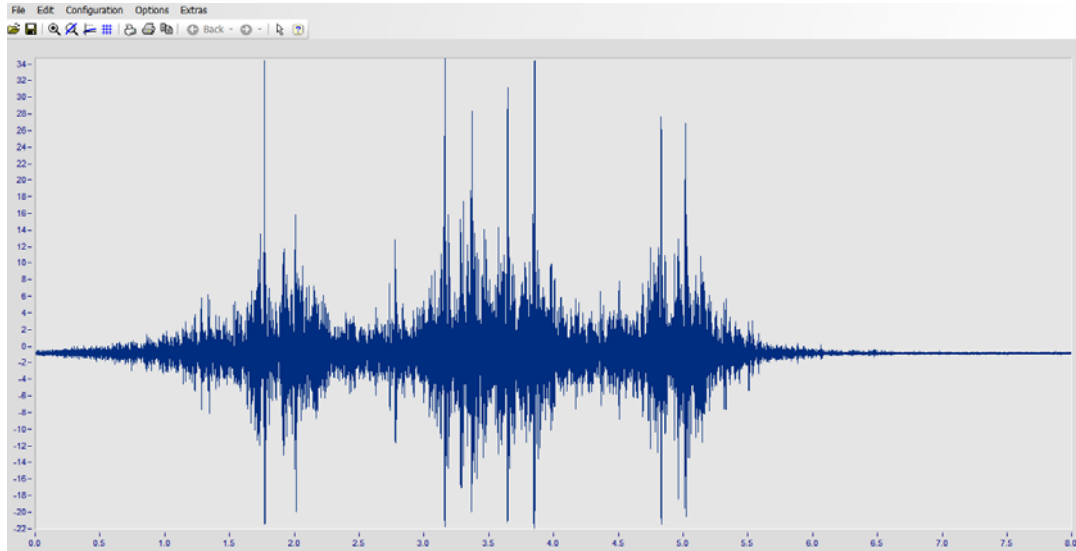


Figura 5.69. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro A, Sección 4 (0.20 cm), VÍA EN PLACA HORMIGÓN. Fuente: Elaboración propia.

Valores medios	Entre [6; -8] m/s ²
Máximo - Mínimo	34.73m/s ² , -22.04m/s ²
Morfología	Se aprecia la excitación de los 4 bogies a su paso por el punto de control.
Tiempos de Cola	Izquierda (Generación): 1.5s Derecha (Atenuación): 1s

Tabla 5.21. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro A, Sección 4 (0.20 cm), VÍA EN PLACA HORMIGÓN. Fuente: Elaboración propia.

No se aprecian diferencias significativas respecto a la primera pasada en el mismo punto de control (A). Se constata la presencia de valores extremos puntuales de elevado valor en comparación con los valores medios, como ocurría en la primera pasada registrada del tren 4102.

Acelerómetro B. Colocado en la sección 4 sobre la vía en placa de hormigón a 70cm de la cara externa del carril.

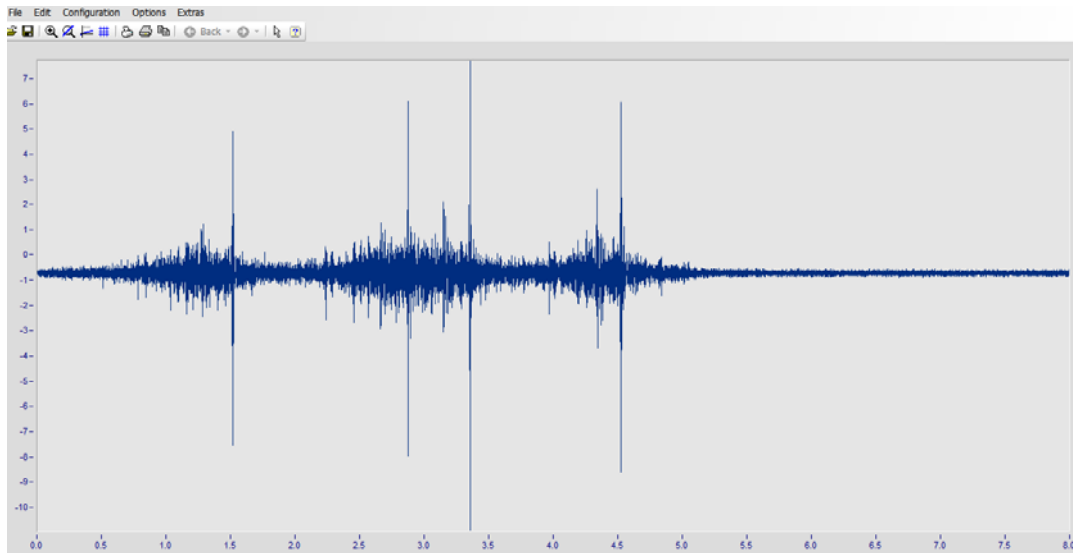


Figura 5.70. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro B, Sección 4 (0.7 cm), VÍA EN PLACA HORMIGÓN. Fuente: Elaboración propia.

Valores medios	Entre [1; -2] m/s ²
Máximo - Mínimo	7.73m/s ² , -10.95m/s ²
Morfología	Se aprecia la excitación de los 4 bogies a su paso por el punto de control.
Tiempos de Cola	Izquierda (Generación): 1s Derecha (Atenuación): 0.7s

Tabla 5.22. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro B, Sección 4 (0.7 cm), VÍA EN PLACA HORMIGÓN.

Fuente: Elaboración propia.

El orden de magnitud de los valores es similar al registrado en la primera pasada. No obstante, en esta ocasión se muestran unos valores extremos muy superiores a los registrados en la primera pasada (que apenas llegaban a alcanzar los 1.92 m/s² y -5 m/s²), por lo que la presencia de valores extremos puntuales es posible incluso a 70 cm de distancia respecto a la cara externa del carril embebido.

Esto puede ser debido a una diferencia en la velocidad de circulación del tren registrado, con respecto a la primera pasada.

Acelerómetro C. Colocado en la sección 5 sobre la vía en placa bituminosa - transición a 20cm de la cara externa del carril.

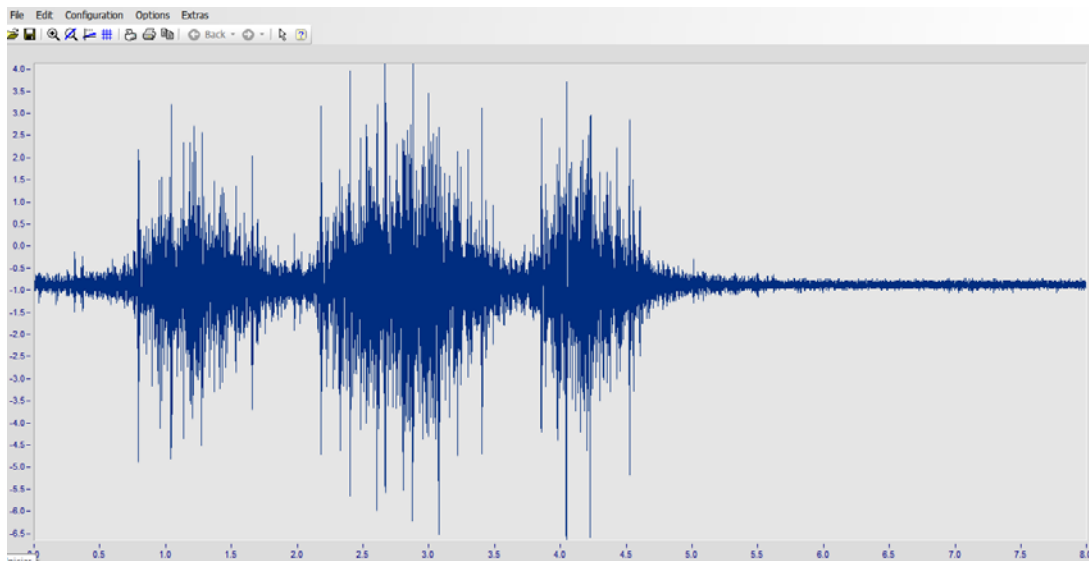


Figura 5.71. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro C, Sección 5 (0.20 cm), vía en placa bituminosa-transición. Fuente: Elaboración propia.

Valores medios	Entre [1; -2.5] m/s ²
Máximo - Mínimo	4.13m/s ² , -6.65m/s ²
Morfología	Se aprecia la excitación de los 4 bogies a su paso por el punto de control.
Tiempos de Cola	Izquierda (Generación): 0.7seg Derecha (Atenuación): 0.5seg

Tabla 5.23. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro C, Sección 5 (0.20 cm), vía en placa bituminosa-transición. Fuente: Elaboración propia.

No se observan diferencias significativas respecto al registro obtenido en la primera pasada en el mismo punto de control.

Acelerómetro D. Colocado en la sección 5 sobre la vía en placa bituminosa - transición a 70cm de la cara externa del carril.

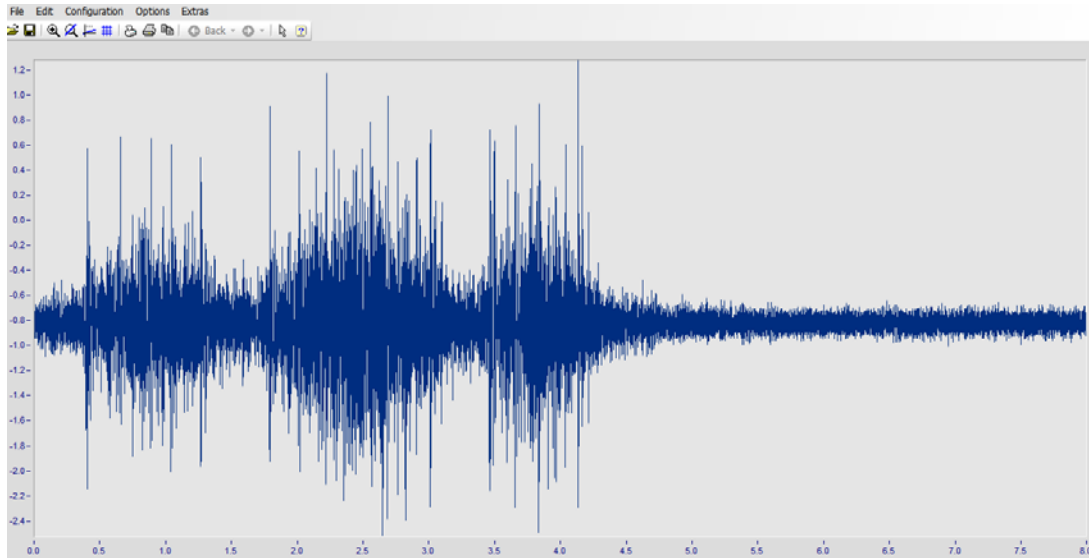


Figura 5.72. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro D, Sección 5 (0.70 cm), vía en placa bituminosa-transición. Fuente: Elaboración propia.

Valores medios	Entre [-0.2; -1.6] m/s ²
Máximo - Mínimo	1.28m/s ² , -2.52m/s ²
Morfología	Se aprecia la excitación de los cuatro bogies a su paso por el punto de control.
Tiempos de Cola	Izquierda (Generación): 0.4s Derecha (Atenuación): 0.5s

Tabla 5.24. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro D, Sección 5 (0.70 cm), vía en placa bituminosa-transición. Fuente: Elaboración propia.

No se aprecian diferencias significativas entre el registro de la primera pasada y la segunda pasada para el mismo punto de control.

Acelerómetro E. Sección 6, colocado sobre la vía bituminosa. 20cm. Cara externa del carril.

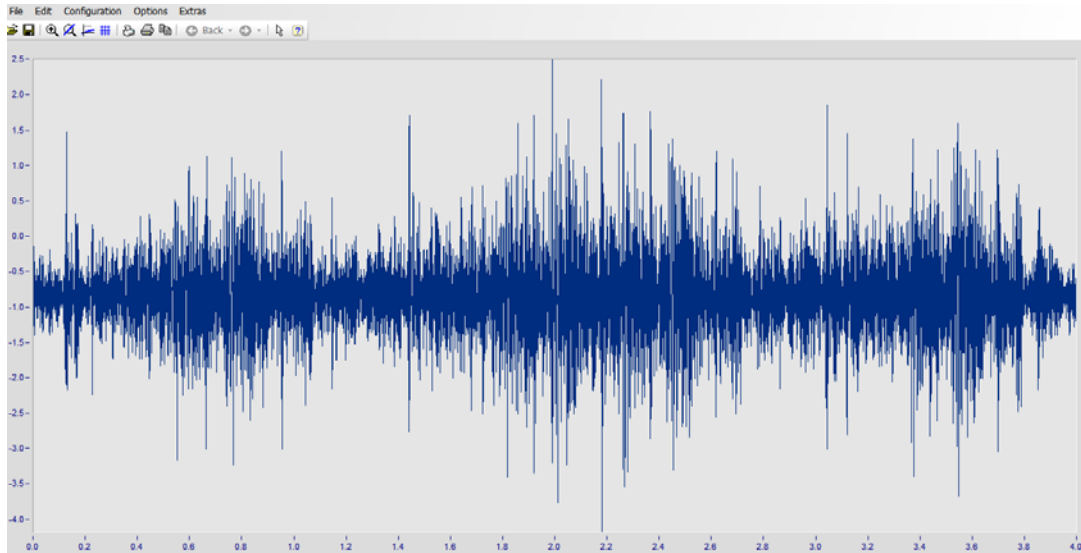


Figura 5.73. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro E, Sección 6 (0.20 cm), vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.

Valores medios	Entre [0.5; -1.5] m/s ²
Máximo - Mínimo	2.5m/s ² , -4.18m/s ²
Morfología	El paso de los 3 bogies se aprecia con cierta dificultad, debido a la poca variación del orden de magnitud entre los valores de mayor excitación y los de menor excitación. Esto se traduce en un comportamiento homogéneo de la vía que reduce las grandes diferencias entre valores medios y grandes excitaciones.
Tiempos de Cola	Izquierda (Generación): 0.4s Derecha (Atenuación): 0.5s

Tabla 5.25. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro E, Sección 6 (0.20 cm), vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.

Al margen de la morfología de la señal, no se aprecian cambios notables en el resto de parámetros con respecto a la primera pasada.

Acelerómetro F. Sección 6, colocado sobre la vía bituminosa. 70cm. Cara externa del carril.

Desafortunadamente, no se dispone de registros del acelerómetro "F" debido a un error del propio dispositivo. Por este motivo no se adjuntan datos para el análisis en esta pasada.

5.3.2.6. Conclusiones sobre los resultados del tren 4102 sobre la configuración II: transición vía en placa hormigón-vía en placa bituminosa

A pesar de que el comportamiento vibratorio de la vía en placa de hormigón presenta mejores resultados que la vía en balasto, la diferencia respecto a la vía en placa de mezcla bituminosa sigue siendo notable. De este modo, continúan reduciéndose de modo significativo el orden de magnitud de las aceleraciones registradas y de un modo todavía más relevante la aparición de valores extremos (los cuales son de cierta importancia en el caso de la vía en placa de hormigón).

Así pues, se concluye que una vez realizadas las mediciones en las mismas condiciones (vía y vehículo), la vía en placa de mezcla bituminosa se propone como una alternativa adecuada para la reducción de aceleraciones en comparación con los dos modos convencionales de vía (balasto y vía en placa de hormigón).

En cualquier caso, con el fin de cuantificar la bondad de la nueva vía en placa bituminosa desarrollada, a continuación se analizan las variaciones de los valores pico de aceleraciones, valores medios de aceleraciones y tiempos de cola de ambas circulaciones del mismo tren registrado.

No obstante, antes de proceder con dicha comparativa, se debe destacar que para determinar las conclusiones que serán presentadas a continuación, se han escogido los valores de aceleraciones correspondientes con los acelerómetros ubicados a 0.7 m del carril tanto en la vía en placa de hormigón como en la vía en placa de mezcla bituminosa. De este modo, se podrá depurar cualquier alteración de la medición que pueda deberse a la presencia de elastómero de cualquier tipo (hecho que podría llegar a darse en aquellos acelerómetros que están ubicados a 0.2 m del carril).

Con estas condiciones se dispone de las siguientes comparaciones analíticas para cada uno de los acelerómetros considerados:

- Acelerómetro A, correspondiente con el ubicado en la vía en placa de hormigón a 0.70 m del carril en sentido perpendicular a éste.
- Acelerómetro D, correspondiente con el ubicado en la vía en placa bituminosa a 0.70 m del carril en sentido perpendicular a éste.

Consecuentemente, se trata de posiciones similares en ambas morfologías de vía, con registros idénticos del mismo vehículo y únicamente separadas por 3.5 m de longitud. De este modo se asegura que la variación de velocidades en ambas secciones no será significativa, por lo que no tendrá repercusión en los registros finales.

Así pues, a continuación se muestra una tabla que recoge los valores pico anteriormente determinados durante el procesado de datos:

	Picos acelerómetro "A" (0.70 m) VÍA PLACA HORMIGÓN (4102)	Picos acelerómetro "D" (0.70 m) VÍA PLACA BITUMINOSA (4102)
Pasada 1	1.92 m/s ² - 5 m/s ²	1.51 m/s ² - 3.35 m/s ²
Pasada 2	7.73 m/s ² - 10.95 m/s ²	1.28 m/s ² - 2.52 m/s ²

Tabla 5.26. Valores de pico máximos para los acelerómetros ubicados a 0.7 m del carril, tanto en vía en placa de hormigón, como mezcla bituminosa. Fuente: Elaboración propia.

Considerando aquellos picos de mayor magnitud (que son los más relevantes para la cuantificación de las reducciones obtenidas en la vía en placa bituminosa), los valores a comparar son los que se indican a continuación:

	Picos acelerómetro "A" (0.70 m) VÍA PLACA HORMIGÓN (4102)	Picos acelerómetro "D" (0.70 m) VÍA PLACA BITUMINOSA (4102)
Pasada 1	5 m/s ²	3.35 m/s ²
Pasada 2	10.95 m/s ²	2.52 m/s ²

Tabla 5.27. Valores de pico absolutos máximos para los acelerómetros ubicados a 0.7 m del carril, tanto en vía en placa de hormigón, como vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.

De este modo, a continuación se cuantifica el porcentaje de reducción de las aceleraciones pico registradas entre ambas tipologías de vía en placa:

$$\frac{5 \text{ m/s}^2 - 3.35 \text{ m/s}^2}{5 \text{ m/s}^2} \cdot 100 = 33\%$$

$$\frac{5 \text{ m/s}^2 - 2.52 \text{ m/s}^2}{5 \text{ m/s}^2} \cdot 100 = 49.60\%$$

$$\frac{10.95 \text{ m/s}^2 - 3.35 \text{ m/s}^2}{10.95 \text{ m/s}^2} \cdot 100 = 69.41\%$$

$$\frac{10.95 \text{ m/s}^2 - 2.52 \text{ m/s}^2}{10.95 \text{ m/s}^2} \cdot 100 = 76.99\%$$

En cualquier caso, con el fin de obtener un dato global representativo de la reducción vibratoria que supone la utilización de la nueva vía en placa bituminosa, a continuación se muestra el valor promedio de las citadas reducciones:

$$\frac{33,00\% + 49.60\% + 69.41\% + 76.99\%}{4} \approx 58\%$$

Por lo tanto, se puede concluir que la nueva vía en placa bituminosa es capaz de reducir en un 58% la magnitud de los picos vibratorios generados en la casuística representada (es decir, entre la vía en placa bituminosa y la vía en placa de hormigón empleada en dicha línea ferroviaria para la circulación de una unidad de la serie 4100 del TRAM de Alicante).

Llevando a cabo el mismo tipo de análisis para los registros asociados a los valores medios registrados, se pueden obtener nuevas conclusiones.

	Valores medios acelerómetro "A" (0.70 m) VÍA PLACA HORMIGÓN (4102)	Valores medios acelerómetro "D" (0.70 m) VÍA PLACA BITUMINOSA (4102)
Pasada 1	3.46 m/s ²	2.43 m/s ²
Pasada 2	9.34 m/s ²	1.90 m/s ²

Tabla 5.28. Valores medios, en promedio, para los acelerómetros ubicados a 0.7 m del carril, tanto en vía en placa de hormigón, como bituminosa. Fuente: Elaboración propia.

De nuevo, cuantificando en porcentaje la diferencia entre los valores mostrados en la tabla 5.28, se podrá valorar la bondad reductora en referencia a los valores promedios en la casuística representada:

$$\frac{3.46 \text{ m/s}^2 - 2.43 \text{ m/s}^2}{3.46 \text{ m/s}^2} \cdot 100 = 29.77\%$$

$$\frac{3.46 \text{ m/s}^2 - 1.90 \text{ m/s}^2}{3.46 \text{ m/s}^2} \cdot 100 = 45.09\%$$

$$\frac{9.34 \text{ m/s}^2 - 2.43 \text{ m/s}^2}{9.34 \text{ m/s}^2} \cdot 100 = 73.98\%$$

$$\frac{9.34 \text{ m/s}^2 - 1.90 \text{ m/s}^2}{9.34 \text{ m/s}^2} \cdot 100 = 79.65\%$$

Consecuentemente, el porcentaje de reducción en promedio de las condiciones anteriormente expuestas es:

$$\frac{29.77\% + 45.09\% + 73.98\% + 79.65\%}{4} \approx 58\%$$

Por lo tanto, de nuevo se puede concluir que la nueva vía en placa bituminosa es capaz de reducir en un 58% la magnitud los valores medios de aceleración a 0.7 m del carril generados en la casuística representada (es decir, entre la vía en placa bituminosa y la vía en placa de hormigón empleada en dicha línea ferroviaria para la circulación de una unidad de la serie 4100 del TRAM de Alicante).

Llevando a cabo un análisis similar en materia de tiempo de cola por la derecha (es decir, aquél que permite conocer el potencial disipador de la nueva vía en placa bituminosa mediante el cálculo del tiempo que tarda en desaparecer la señal vibratoria desde la última excitación vibratoria causada por el vehículo), se pueden extraer nuevas e importantes conclusiones.

Tomado en consideración los tiempos de cola por la derecha para ambos acelerómetros y las dos pasadas del tren 4102 a tener en cuenta, se puede disponer de los siguientes valores de disipación de aceleraciones:

	Tiempo de cola disipación "A" (0.70 m) VÍA PLACA HORMIGÓN (4102)	Tiempo de cola disipación "D" (0.70 m) VÍA PLACA BITUMINOSA (4102)
Pasada 1	0.8 s	0.7 s
Pasada 2	0.7 s	0.5 s

Tabla 5.29. Tiempos de cola de disipación de aceleraciones en los acelerómetros a 0.7 m del carril, tanto en vía en placa de hormigón, como bituminosa. Fuente: Elaboración propia.

Cuantificando los porcentajes de reducción de la vía en placa bituminosa con respecto a la vía en placa de hormigón, se obtienen los siguientes resultados:

$$\frac{0.8 s - 0.7 s}{0.8 s} \cdot 100 = 12.50\%$$

$$\frac{0.8 s - 0.5 s}{0.8 s} \cdot 100 = 37.50\%$$

$$\frac{0.7 s - 0.7 s}{0.7 s} \cdot 100 = 0.00\%$$

$$\frac{0.7 s - 0.5 s}{0.7 s} \cdot 100 = 28.57\%$$

Con los valores indicados en promedio, se puede afirmar que el potencial disipador de la nueva vía en placa bituminosa con respecto a la vía en placa de hormigón es:

$$\frac{12.50\% + 37.50\% + 0.00\% + 28.57\%}{4} \approx 20\%$$

Consecuentemente, la nueva vía en placa con mezcla bituminosa es capaz de disipar las aceleraciones causadas por el tráfico ferroviario en un tiempo inferior a la vía en placa de hormigón (aproximadamente en un 20%).

Por lo tanto, de acuerdo con los resultados expuestos, la nueva vía en placa no sólo produce una reducción del 58% tanto de la magnitud de las aceleraciones pico registradas como de las aceleraciones medias registradas, sino que también produce una reducción del 20% en el tiempo de disipación de las mismas.

5.4 COMPARATIVO ECONÓMICO DE VÍAS EN PLACA TRANVIARIAS

Hasta ahora se ha comprobado que la nueva vía en placa no solamente cumple con todos los requisitos estructurales, sino que también es una solución mucho más adecuada que la vía en placa de hormigón a la hora de absorber las vibraciones. No obstante, todavía no se ha determinado su coste económico.

Para obtener esta valoración, a continuación se procede a desglosar los precios unitarios. Estos datos han sido obtenidos a partir de la base de precios PREOC [51], excepto aquellos vinculados a las mezclas bituminosas que han sido facilitados por Aglomerados los Serranos (empresa con la que la doctoranda ha

colaborado en diversos proyectos de investigación y en cuyos laboratorios se han realizado todos los ensayos de esta Tesis).

En cualquier caso, debe puntualizarse que los precios que se van a exponer a continuación están calculados bajo la premisa de ejecución de tramos de más de 5 km de longitud. Además, también debe puntualizarse que los precios que a continuación aparecen se han calculado para una anchura de plataforma tranviaria superior de 3 m y que el coste final para ambas vías en placa (bituminosa y de hormigón) comprende únicamente la ejecución del paquete estructural que va desde la capa de zahorras artificiales hacia arriba. El motivo reside en que los paquetes inferiores (incluidas las zahorras) son comunes para ambas configuraciones.

Por lo tanto, una vez establecidas las premisas de partida, a continuación se procede a realizar el citado desglose.

En cuanto a los precios de las mezclas bituminosas, se debe recordar que la nueva vía en placa está compuesta por dos mezclas diferentes: la inferior (con mejor comportamiento viscoso y más cara) y la superior (que puede ser una mezcla bituminosa convencional). El coste de cada una de ellas se muestra a continuación:

- ✓ Precio por Tn de mezcla bituminosa atenuadora: 46.50 €/Tn.
- ✓ Precio por Tn de mezcla bituminosa convencional: 45.00 €/Tn
- ✓ Precio por puesta en obra de Tn de mezcla bituminosa: 6.00 €/Tn
- ✓ Precio de ejecución de cazoleta mediante rozadora: 1.00 €/m de roza.

Tal y como se puede apreciar, los costes de las mezclas bituminosas anteriormente mostrados se han mostrado en euros por tonelada, y no en euros por metro lineal de vía. El motivo es sencillo, puesto que el espesor de material bituminoso necesario por debajo del patín del carril dependerá de la capacidad portante de la plataforma existente. Este hecho afectará notablemente al precio final de la obra, por lo que a continuación se distingue entre coste para la sección con muy buena explanada (150 MPa) y coste para una explanada de peores condiciones (50 MPa).

- ✓ Precio por m con explanada de 50 MPa: **180 €/m**

- ✓ Precio por m con explanada de 150 MPa: **140 €/m**

Para obtener el precio de una vía en placa de hormigón se parte de los siguientes precios unitarios:

- ✓ Precio por m³ de hormigón armado puesto en obra: 75 €/m³
- ✓ Precio por m³ de hormigón de limpieza puesto en obra: 60 €/m³
- ✓ Precio por m² de adoquín como acabado superficial de la vía en placa: 12.5 €/m²

A continuación se muestran los precios obtenidos para una vía en placa de hormigón con acabado de adoquines y con acabado en hormigón:

- ✓ Precio por m con acabado de adoquines: **135 €/m**
- ✓ Precio por m con acabado en hormigón: **115 €/m**

Si se comparan los precios de ambas vías en placa, se puede comprobar que la vía en placa bituminosa desarrollada en la presente Tesis Doctoral es la solución más cara en todas las situaciones (incluso si se compara el caso de una muy buena explanada de 140 €/m con el caso de la vía en placa de hormigón con acabado de adoquines de 135 €/m, aunque la diferencia en este caso no es muy significativa).

Ahora bien, la situación cambia si se analizan las soluciones actuales de cara a la reducción de vibraciones por la superestructura ferroviaria. De esta forma, en el capítulo 2 de la presente Tesis Doctoral se puso de manifiesto que la solución más habitual en este sentido consiste en el uso de mantas elastoméricas (las cuales se comercializan con distintas características y distintos precios). En cualquier caso, se ha tomado como referencia aquella utilizada con mayor frecuencia en los tramos del TRAM de Alicante, cuyo precio asciende a 45 €/m².

De esta forma, el precio por metro lineal de una vía en placa de hormigón con un ancho de plataforma superior de 3 metros en la que se disponga de esta manta sería:

- ✓ Precio por m con acabado de adoquines: **270 €/m**
- ✓ Precio por m con acabado en hormigón: **250 €/m**

En esta ocasión, si se comparan estos resultados con los obtenidos para la nueva vía en placa de material bituminoso, los resultados cambian notablemente. De hecho, para la situación más desfavorable (que es aquella con peor plataforma y con acabado de hormigón), la solución desarrollada en la presente Tesis Doctoral ofrece un ahorro de 70 €/m (es decir, un 28% más económico). No obstante, para la situación más favorable (que es aquella con mejor plataforma y con el acabado de adoquines) la solución desarrollada en la presente Tesis Doctoral ofrece un ahorro de 130 €/m más económicos (es decir, un 48% más económico).

Por tanto, la conclusión que se puede obtener de este apartado es que la nueva vía en placa de mezcla bituminosa no es económicamente competitiva respecto a una vía en placa de hormigón convencional. Sin embargo, los resultados cambian en trazados con problemas de transmisión de vibraciones (por ejemplo, aquellos con trazados de curvas muy cerradas o muy próximas a las edificaciones) puesto que en estos casos se suelen utilizar mantas elastoméricas de alto coste económico.

6. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

En este capítulo y como finalización de la presente Tesis Doctoral, se recogen las conclusiones más importantes que se han obtenido en el desarrollo del trabajo y se exponen tres nuevos planteamientos que podrían servir para futuras líneas de investigación. Además, también se relacionan los papers que han dado lugar a las investigaciones realizadas.

6.1. CONCLUSIONES

Las conclusiones que a continuación se desarrollan, se podrían clasificar en tres niveles: las obtenidas en laboratorio, las desarrolladas a escala real y las conclusiones relativas a aspectos económicos.

En cuanto a las obtenidas en **laboratorio**, se ha desarrollado una mezcla bituminosa en cuya composición se ha incluido un 0,5% en peso de plastómeros reciclados. Este hecho confiere a la mezcla unas características viscosas positivas, que le permiten obtener ángulos de fase por encima de los 25° (lo cual se traduce en una gran capacidad de amortiguación de vibraciones). Además, esta mezcla presenta un módulo de elasticidad elevado (entre 9.000 y 12.000 Mpa), que le permite soportar las cargas transmitidas por el tráfico ferroviario y cumple con el resto de exigencias (como la sensibilidad al agua, la resistencia a la deformación permanente, el porcentaje de huecos y la densidad relativa), lo que asegura un adecuado envejecimiento de la mezcla resultante.

Todos estos datos se han obtenido mediante la realización de ensayos en las 21 dosificaciones (8 con NFU y 13 con plastómeros), de módulo de rigidez y ángulo de fase para 4 microdeformaciones diferentes. Además también se ha obtenido la densidad máxima, densidad aparente, porcentaje de huecos, deformación permanente, sensibilidad al agua y ensayo Marshall. Para las dos mezclas consideradas como óptimas, con aportación del 0,5% de plastómeros reciclados, se han realizado los ensayos para obtener sus leyes de fatiga. En total

se han realizado 233 ensayos, cuyos resultados más significativos para las dos muestras óptimas se muestran en la tabla 6.1:

	Angulo de fase (valor medio para 5Hz)	Rigidez	Deformación permanente	Sensibilidad al agua	Huecos
AC22 0.5 %	34°	12227 MPa	0.032mm	87.76%	5.91%
SMA 0.5%	39°	11523 MPa	0.05mm	91.94%	5.14%

Tabla 6.1. Resultados más significativos de los ensayos realizados en laboratorio.

Fuente: Elaboración propia

Por lo que respecta a **escala real**, se ha desarrollado un proceso constructivo para la ejecución de las vías en placa constituidas íntegramente por mezcla bituminosa y se ha procedido al dimensionamiento y ejecución del tramo de pruebas. En dicho tramo se realizó posteriormente un total de 210 mediciones de vibraciones (se registró el paso de 35 trenes, habiendo instrumentado 3 secciones con 2 acelerómetros por sección), que han permitido comparar el comportamiento vibratorio de la nueva vía en placa bituminosa, con el comportamiento de la vía en placa de hormigón y el comportamiento de la vía sobre balasto existentes a ambos lados.

Los resultados de estas mediciones corroboran el buen comportamiento vibratorio que se obtuvo en laboratorio. En concreto, comparando la vía en placa bituminosa con la vía en placa de hormigón (que es la verdadera competidora), se observa que se consigue amortiguar en un 58% la magnitud de las vibraciones a una distancia de 70 cm del carril, pero además, la vía en placa bituminosa también es capaz de amortiguar las vibraciones en un 20% menos de tiempo, cuyos resultados, en valor absoluto, se muestran en las tablas 6.2 y 6.3:

	Valores medios acelerómetro "A" (0.70 m) VÍA PLACA HORMIGÓN (4102)	Valores medios acelerómetro "D" (0.70 m) VÍA PLACA BITUMINOSA (4102)
Pasada 1	3.46 m/s ²	2.43 m/s ²
Pasada 2	9.34 m/s ²	1.90 m/s ²

Tabla 6.2. Valores medios, en promedio, para los acelerómetros ubicados a 0.7 m del carril, tanto en vía en placa de hormigón, como bituminosa. Fuente: Elaboración propia.

	Tiempo de cola disipación "A" (0.70 m) VÍA PLACA HORMIGÓN (4102)	Tiempo de cola disipación "D" (0.70 m) VÍA PLACA BITUMINOSA (4102)
Pasada 1	0.8 s	0.7 s
Pasada 2	0.7 s	0.5 s

Tabla 6.3. Tiempos de cola de disipación de aceleraciones en los acelerómetros a 0.7 m del carril, tanto en vía en placa de hormigón, como bituminosa. Fuente: Elaboración propia.

Por último, en cuanto a los **condicionantes económicos**, y para saber si la vía en placa bituminosa con plastómero reciclado es competitiva con las soluciones que existen en el mercado, se ha realizado una valoración económica de la nueva solución frente a una vía en placa de hormigón. Las conclusiones han mostrado que la vía en placa bituminosa no es económicamente competitiva frente a una vía en placa de hormigón. Para una explanada de muy buena calidad (150 Mpa) y comparándola con una vía en placa de hormigón acabada con adoquines, la nueva vía en placa es un 5% más cara. No obstante, los resultados cambian si se compara con una vía en placa de hormigón con manta elastómerica (solución que actualmente se utiliza en los tramos donde puede haber problemas de vibraciones, como puede ser en zonas con una trazado con curvas muy cerradas o muy próximo a edificaciones, dentro del casco urbano), donde la vía en placa bituminosa pasa a ser económicamente muy competitiva (concretamente entre el 28 y el 48%) como se aprecia en las tablas 6.4 y 6.5:

	Explanada 50 Mpa	Explanada 150 MPa
Vía en placa bituminosa	180 €/m	140 €/m

Tabla 6.4. Coste metro líneal de placa de mezcla bituminosa para una anchura de 3 m.

Fuente: Elaboración propia

	Acabado con adoquines	Acabado hormigón
Vía en placa hormigón	135 €/m	115 €/m
Vía en placa hormigón con mantas elastoméricas	270 €/m	250 €/m

Tabla 6.5. Coste metro líneal de placa de mezcla bituminosa para una anchura de 3 m.

Fuente: Elaboración propia

Como **conclusión general de esta Tesis Doctoral**, se puede afirmar, que se ha diseñado una nueva vía en placa, con un material bituminoso con plastómeros reciclados capaz de absorber vibraciones y que es competitivo, desde el punto de vista económico y con la citada capacidad técnica de respuesta, para la ejecución de un trazado tranviario en aquellas zonas donde se puedan plantear problemas importantes de vibraciones. .

6.2. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

A continuación se presentan tres propuestas que podrían servir como nuevas líneas de investigación y que han surgido durante el desarrollo de esta Tesis Doctoral.

La primera consiste en comprobar la relación existente entre la **capacidad amortiguada de vibraciones y la temperatura** a la que se encuentra la mezcla en el momento en que se transmiten las vibraciones. Esta línea surge tras el estudio del Estado del Arte de las mezclas bituminosas, donde se ha tenido acceso a estudios en los que se indica que el comportamiento viscoso de las mezclas mejora con la temperatura. Teniendo en cuenta este hecho y sabiendo que las mediciones realizadas en el banco de pruebas se realizaron en invierno, cabe esperar que su comportamiento mejore al aumentar la temperatura ambiente, por lo que se podría realizar una nueva campaña de mediciones en verano y comparar los resultados con los obtenidos en la presente Tesis Doctoral.

La segunda propuesta consiste en efectuar un programa de control de calidad mediante un **ensayo/procedimiento con ultrasonidos**, para comprobar que las mezclas bituminosas se ejecutan con unos adecuados niveles de calidad en obra. Esta línea surge tras ejecutar el tramo de pruebas. En la actualidad, el único procedimiento no destructivo que existe, es obtener la densidad con instrumentación mediante isótopos radiactivos (método nuclear), con el riesgo e incertidumbre que conlleva a la hora de realizar los ensayos y que además, los datos obtenidos se comparan con una densidad obtenida en laboratorio. También existe otro procedimiento destructivo, que consiste en extraer probetas testigo y ensayarlos en laboratorio. No obstante, este procedimiento obliga a un posterior parchado-relleno de los huecos. Esta futura línea de investigación consistiría en desarrollar un nuevo ensayo/procedimiento, utilizando la técnica de

comprobación de la velocidad de ultrasonidos, para evaluar la correcta ejecución de los trabajos de extendido y compactación de las mezclas bituminosas. Este procedimiento, al no ser destructivo, dejaría la capa de rodadura en perfectas condiciones, sin alteración alguna.

Finalmente, la tercera propuesta consiste en analizar el **envejecimiento** real del tramo de pruebas en función del paso de ejes, cambios climáticos y paso del tiempo y compararlo con el envejecimiento obtenido en laboratorio.

6.3. PAPERS PUBLICADOS CON LAS INVESTIGACIONES DESARROLLADAS EN ESTA TESIS DOCTORAL.

Por último, a continuación se resumen los tres papers vinculados a la investigación desarrollada en la presente Tesis Doctoral, que ya han sido publicados en revistas indexadas, durante el desarrollo de las investigaciones y se indica un cuarto artículo que en estos momentos se encuentra en revisión.

6.3.1 New environmental bituminous mixture for slab track design in tram networks

- Año de publicación: 2015
- Revista: Advances in Structural Engineering (Cuartil Q3: factor de impacto 0.603)
- Autores: Teresa Real Herráiz, Laura Montalbán Domingo, Jesús H. Alcañiz Martínez, José Manuel Berenguer Prieto, Julia I. Real Herráiz
- Resumen: El objeto de esta investigación es el de obtener un nuevo diseño y caracterización de mezcla bituminosa para vía en placa tranviaria, capaz de conseguir una gran reducción en las vibraciones transmitidas al medio, que incorpore residuos capaces de sustituir el hormigón en el diseño de vía en placa tranviaria tradicional.

Con esta finalidad, se estudian diferentes tipos de mezclas bituminosas (AC22 y SMA16) con incorporación de diferentes cantidades de material residual (bien NFU o plastómeros). El estudio se realiza por comparación de los resultados de estas mezclas, con aquellas sin residuos y se analiza sus propiedades

mecánicas y físicas, seleccionando las dos mejores mezclas y eligiendo finalmente la que presenta mejor comportamiento a fatiga.

De este modo, finalmente se obtiene como resultado una mezcla bituminosa que, una vez incorporada en la construcción de una nueva vía en placa, es capaz de atenuar las vibraciones transmitidas al medio con el paso de los tranvías, además de garantizar un comportamiento tenso-deformacional adecuado para el fin propuesto.

6.3.2 Optimized design of an asphalt mixture railway track for vibration attenuation. Study of the dynamic performance

- Año de publicación: 2015
- Revista: Journal of Vibroengineering (Cuartil Q3; factor de impacto: 0.660)
- Autores: Teresa Real, Clara Zamorano, César Hernández, Vicente Soler, Julia Real
- Resumen: El objeto de esta investigación es el de determinar la mezcla bituminosa óptima, en función de su poder mitigador de vibraciones, sus propiedades mecánicas y su valoración económica, así como comprobar su versatilidad en entornos urbanos con distintas capas de rodadura.

Para ello utiliza los resultados de los ensayos de laboratorio y de un análisis multicriterio que otorga distintas ponderaciones a los atributos de cada una de las mezclas ensayadas. El diseño y construcción de la vía se realiza a partir de un proceso iterativo que, en base a un modelo de elementos finitos, determina la vida útil de placas de distinto espesor sometidas a las cargas del tráfico, escogiendo el espesor mínimo que satisface las exigencias del proyecto. Por último, para el análisis del comportamiento dinámico, se estudian tres capas de rodadura distintas (hormigón, adoquines y una mezcla bituminosa tradicional), mediante un modelo de elementos finitos calibrado y validado, en el que la fuerza del vehículo se aplica como una carga puntual. Los resultados obtenidos demuestran el buen funcionamiento de la nueva mezcla y su versatilidad, cuando el material de la capa de rodadura cambia.

6.3.3 New laboratory procedure using a modal approach to obtain vibration attenuation properties of unaged and aged asphalt mixtures

- Año de publicación: 2015

- Revista: Proceedings of the Institution of Mechanical Engineering. Part L: Journal of Materials: Design and Applications (Cuartil Q3; factor de impacto: 0.746)

- Autores: Teresa Real, Laura Montalbán, Claudio Masanet, Julia Real

- Resumen: El objeto de esta investigación es el estudio de la variación de la capacidad atenuadora de vibraciones de mezclas bituminosas con plastómeros, al envejecer mediante el empleo de un nuevo procedimiento de ensayo, basado en el análisis modal, que permite obtener el factor de amortiguamiento ofrecido por el material, sin el uso de ensayos como el ensayo de resistencia a fatiga.

Para ello se realiza, de forma simultánea, el ensayo de resistencia a fatiga y el nuevo ensayo basado en análisis modal para las diferentes mezclas diseñadas (tipo AC y SMA), obteniendo el factor de amortiguamiento antes de envejecer y, posteriormente, se les aplica a las muestras el procedimiento LTOA, de forma que tras el envejecimiento, se repite el proceso anterior, obteniendo el factor de amortiguamiento de las diferentes mezclas ensayadas, una vez que han envejecido.

Con esta investigación, se comprueba la capacidad atenuadora de vibraciones de las mezclas fabricadas antes y después de envejecer y además, se valida el nuevo procedimiento de ensayo basado en el análisis modal, para determinar el factor de amortiguamiento.

6.3.4 Complex modulus determination of new slab tram track SMA using UPV technique

Revista: Journal of Nondestructive Evaluation (Cuartil Q1; factor de impacto: 1.462)

- Autores: Teresa Real Herráiz, Jesus H. Alcañiz Martínez, Alejandro M. Hernández Díaz, Julia I. Real Herráiz

- Resumen: El objeto de esta investigación es el establecimiento de un procedimiento para la obtención del grado de compactación de una mezcla bituminosa puesta en obra a través de un método no destructivo como es el ensayo de ultrasonidos.

Para ello, se fabrica una probeta en laboratorio que se compacta con la energía necesaria para obtener el grado de compactación buscado en la obra y se somete a ensayo para obtener la velocidad de propagación de los ultrasonidos. Posteriormente, se repite el ensayo en obra y se comparan los resultados con los obtenidos en laboratorio. De esta comparación se obtienen conclusiones a cerca de si la obra se ha realizado con el grado de compactación exigido.

ANEXO I: CONSTRUCCIÓN DEL TRAMO DE PRUEBAS

El presente apartado define una metodología constructiva de 31 fases o actividades graduales que pueden ser parcialmente ejecutadas de forma simultánea para la ejecución del tramo de pruebas. Adicionalmente, y para un mayor nivel de entendimiento, cada una de estas fases se ilustra con los trabajos desarrollados durante su ejecución y se realiza una explicación de las mismas.

Fase 1– Estudio de los servicios afectados que deben ser repuestos en la ejecución del tramo de pruebas.

Debido a que el tramo de pruebas se ejecutó sobre una línea comercial (Línea 1 del TRAM de Alicante), existían una serie de servicios de ayuda a la gestión y la explotación del tráfico ferroviario que se vieron afectados con la actuación (este hecho puede darse siempre que se trabaje en líneas en explotación). Estos elementos, que fueron previamente retirados y posteriormente repuestos en su situación inicial de ubicación y funcionamiento, eran:

- Arqueta de registro para la señalización del paso a nivel.
- Arqueta de registro para la señalización de la señal ferroviaria E1/S2 de salida del apeadero de Poble Espanyol.
- Circuitos de vía de salida y entrada en cantón, para la detección de los vehículos ferroviarios.
- Baliza de radiofrecuencia del sistema de comunicación con los vehículos ferroviarios (ATP).
- Baliza cableada del sistema de señalización para los vehículos ferroviarios (ASFA) y su drenaje.

La figura I.1 muestra la identificación de estos elementos en el tramo de pruebas:



Figura I.1. Estado previo de los diversos sistemas existentes en el tramo de actuación y ejecución del tramo de pruebas. Fuente: Elaboración propia

Fases 2 y 3 – Solicitud de trabajos en zonas de ejecución al puesto de mando de FGV para TRAM Alicante y señalización del entorno de trabajo

Las fases 2 y 3 de trabajo contemplaron la utilización de piloto de seguridad y jefe de tajo, debido a la compatibilidad de los trabajos con la circulación ferroviaria. Adicionalmente, en los trabajos nocturnos, se llevó a cabo un corte de tensión en la catenaria para poder emplear maquinaria pesada. Para ello, se requirió de un encargado de ocupación habilitado.



Figura I.2. Compatibilización de los trabajos ejecutados con la circulación ferroviaria mediante la figura de piloto de seguridad. Fuente: Elaboración propia

La zona de trabajos se señalizó cumpliendo el reglamento de circulación de FGV y los reglamentos para los trabajos en línea, con balizas y cartelones de inicio y final de zona de obras (300 m antes de la zona de trabajos e inmediatamente después de la zona de trabajo, respectivamente).

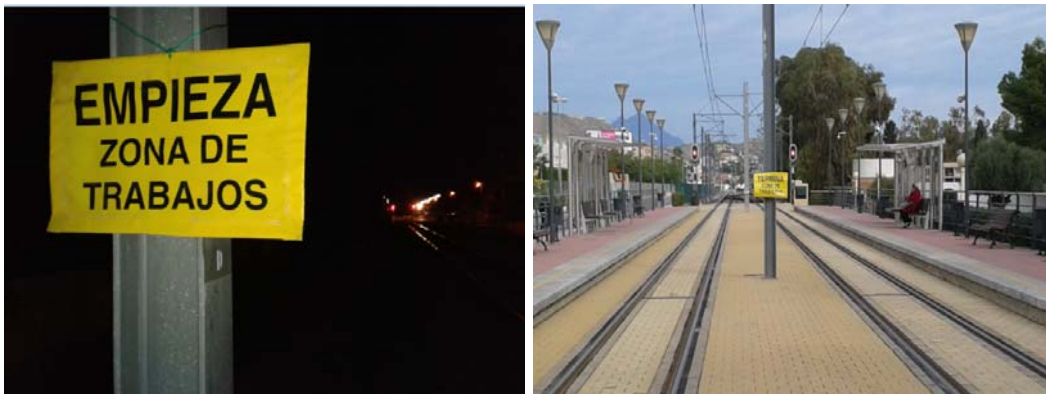


Figura I.3. Señalización ferroviaria para advertir de la presencia de los trabajos del tramo de pruebas. Fuente: Elaboración propia

Fase 4 – Levantamiento topográfico y replanteo de los trabajos

Previamente a la ejecución del tramo de pruebas, se establecieron 3 bases y se acometió el trabajo de levantamiento actual, tanto de la vía desguarnecida donde se ejecuta el banco de pruebas como de la vía contigua como de las zonas

aledañas. De este modo se aseguró que no se modificase la geometría de las zonas del entorno y se restituyó la alineación de la vía modificada, comprobándose la alineación y nivelación tanto de la vía afectada como de la paralela (ancho, peralte, inclinación, etc.).

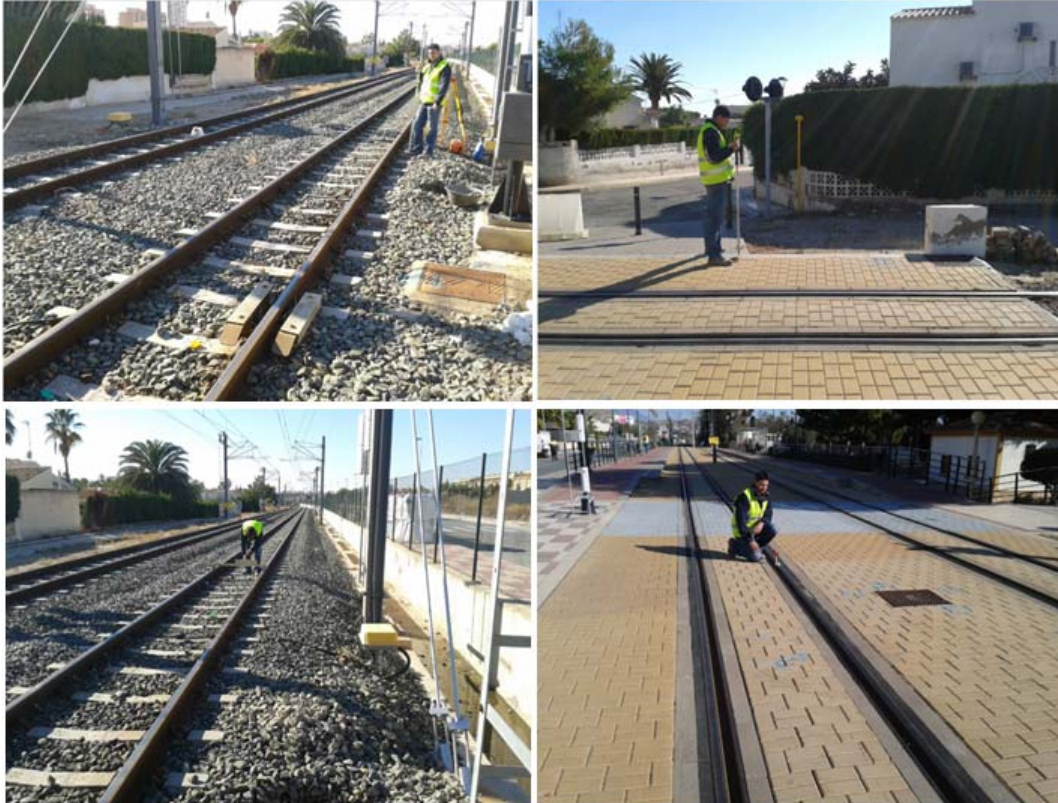


Figura I.4. Levantamiento topográfico del estado actual de la vía a modificar y el entorno de ejecución del tramo de pruebas. Fuente: Elaboración propia

Fases 5, 6, 7 y 8 – Realización de catas, desinstalación de sistemas existentes y acopio de material. Retirada de los adoquines de la vía en placa de hormigón

Con el objetivo de asegurar la construcción del tramo de pruebas sin afectar al resto de instalaciones y servicios existentes, se acometieron diferentes catas manuales para determinar la presencia de cableado en el balasto. Así, se aseguró la no existencia de interferencias que puedan ser dañadas con la retirada de la vía actual. Seguidamente, se llevó a cabo la desinstalación de los sistemas previamente identificados y que fueron repuestos posteriormente:

- Balizas de los sistemas de señalización y explotación ASFA/ATP.
- Circuitos de vía de detección de trenes.
- Pedales cuentaejes, que debido a que se encuentran fuera de uso, no deben ser repuestos.

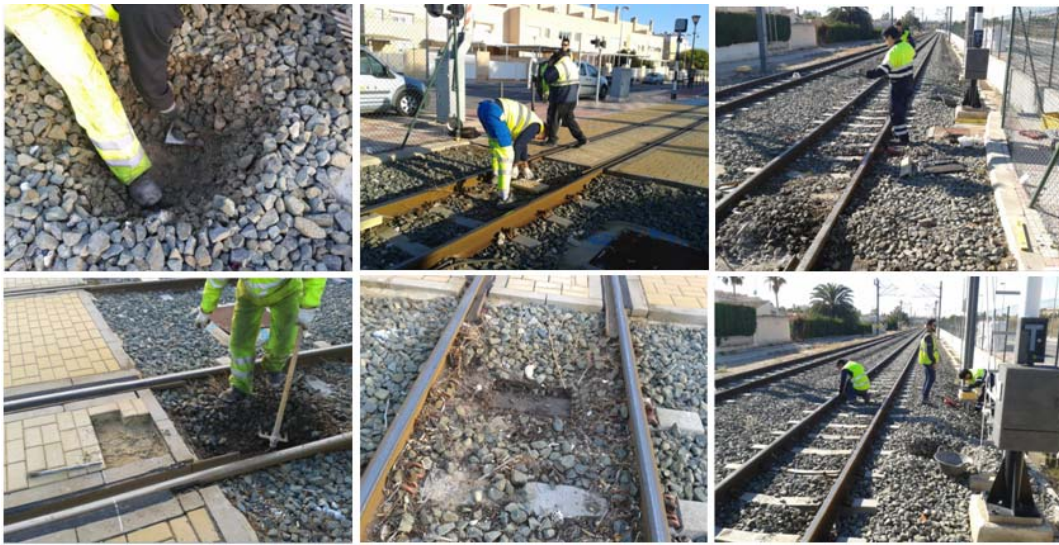


Figura I.5. Realización de catas y desinstalación de los sistemas existentes (circuitos de vía y balizas). Fuente: Elaboración propia

De forma simultánea a dichos trabajos, se acometieron las labores de acopio de zahorras para la ejecución de la capa granular sobre la explanada, así como la maquinaria requerida. También se retiraron y almacenaron parcialmente los adoquines de la vía en placa de hormigón existente para poder llevar a cabo los trabajos de corte de carril y posterior soldadura.



Figura I.6. Acopio de material granular y retirada de los adoquines de la vía en placa de hormigón. Fuente: Elaboración propia

Fases 9, 10 y 11 – Realización de cortes en carriles y desguarnecido de los emparrillados. Retirada de la banqueta de balasto existente

En estas fases se tratan los primeros trabajos nocturnos que requirieron del uso de maquinaria pesada y el consiguiente corte de tensión en la catenaria. Para ello se desguarnecieron los 20 m de tramo de vía en balasto existente mediante un total de 6 cortes sobre carril (4 de ellos externos y 2 de ellos en la zona intermedia para definir un total de dos emparrillados) y se retiraron los emparrillados con excavadora bimodal y cadenas de sustentación.



Figura I.7. Cortes previos en los emparrillados y retirada de la zona de actuación.

Fuente: Elaboración propia

Con los emparrillados retirados, se procedió a la retirada de la banqueta de balasto existente, hasta la explanada resultante. Para ello se ha empleado una excavadora bimodal y camiones volquete.



Figura I.8. Retirada de la banqueta de balasto existente hasta la plataforma.

Fuente: Elaboración propia

Fases 12, 13 y 14 – Comprobación topográfica, análisis de la capacidad portante de la explanada, extensión, riego y compactación de las zahorras artificiales

Una vez retirada la banqueta de balasto existente, se llevó a cabo la comprobación topográfica de las cotas que debían satisfacerse con la configuración de capas granulares y bituminosas presentadas. Tras este análisis, se llevó a cabo un estudio in situ de las condiciones resistentes de la explanada resultante. Para ello, se acometió un ensayo de placa de carga dinámica de acuerdo con la norma UNE 103807-2 y su correspondiente correlación teórica para la obtención del módulo E_{v2} mediante el ensayo de placa de carga estática. Los valores obtenidos mostraron una plataforma de altas prestaciones (143.9 MPa, en promedio).

Aún así, se optó por la ejecución de capas correspondiente a la menor prestación, por seguridad y acopiado de materiales realizado. Con estas condiciones se realizó la extensión, riego, nivelación y compactación de la capa de zahorras artificiales.



Figura I.9. Extensión, riego y compactación de la capa de zahorras artificiales.

Fuente: Elaboración propia

Fases 15 y 16 – Replanteo y ejecución de la losa de transición. Comprobación de cotas y replanteo de cotas de mezclas bituminosas

La capa de zahorras artificiales ejecutada fue caracterizada en su vertiente resistente con un ensayo de placa de carga dinámica como el anteriormente expuesto. Para ello se siguió el procedimiento marcado por la norma UNE 103807-2 y posteriormente se procedió a su correlación mediante un ensayo estático para la obtención del módulo E_{v2} , cuyo resultado promedio ofreció un valor de 170,9 MPa. También se realizó un estudio de compactación mediante ensayo Proctor Modificado en laboratorio y ensayo nuclear de humedad y densidad in situ.



Figura I.10. Realización del ensayo de placa de carga dinámica sobre las zahorras artificiales. Fuente: Elaboración propia

Tras estas comprobaciones de aseguramiento de la calidad, se comprobaron las cotas de coronación de dicha capa y se realizó el replanteo y ejecución de la losa de transición de hormigón en masa con 15 cm de espesor y 3.5 m de longitud.



Figura I.11. Replanteo y ejecución de la losa de transición entre la vía en placa de hormigón y la vía de mezcla bituminosa. Fuente: Elaboración propia

Con estas condiciones, se comprobaron las cotas alcanzadas en los rellenos y se marcaron las cotas a alcanzar por las mezclas bituminosas hasta su coronación posterior.



Figura I.12. Comprobación de cotas y marcaje de cotas para las mezclas bituminosas. Fuente: Elaboración propia

Fase 17 – Transporte, extensión, nivelación y compactación de las mezclas bituminosas

Para la ejecución de las losas soporte de mezcla bituminosa SMA20 con 0.5% de plastómeros, se empleó una extendedora convencional y compactadores de rodillo y neumáticos.



Figura I.13. Extensión, nivelación y compactación de las mezclas bituminosas SMA20.

Fuente: Elaboración propia

Fases 18 y 19 – Marcaje de las rozas para carriles y ejecución de los cajetines con rozadora

Tras la obtención de la losa soporte de mezclas bituminosas, se llevó a cabo el replanteo y ejecución de cada uno de los cajetines para carriles mediante rozadora de espada longitudinal.

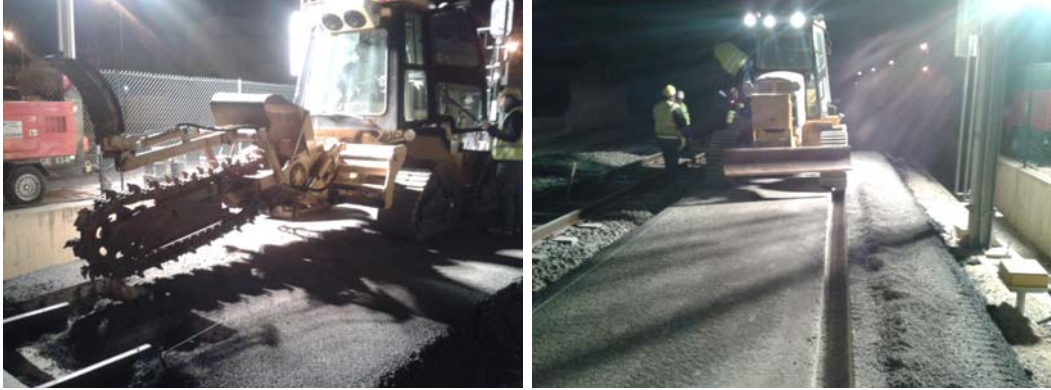


Figura I.14. Rozado de la losa SMA20 con rozadora para la ejecución de los cajetines de embebido de los carriles Ph37N. Fuente: Elaboración propia

Fases 20, 21, 22 y 23 – Acopio de carriles, soldadura intermedia, ejecución de rozas para sistemas auxiliares, instalación de circuitos de vía y adoquines de embebido

Una vez las rozas para el embebido de los carriles fueron ejecutadas, se procedió al acopio del carril Ph37N en el entorno del tramo de pruebas y se soldó de forma intermedia para configurar dos carriles de 20 m de longitud.



Figura I.15. Acopio de carriles Ph37N y soldadura intermedia exterior. Fuente: Elaboración propia

Por otro lado se realizaron las rozas para la instalación de circuitos de vía y balizas previamente existentes sobre la losa soporte de mezclas bituminosas.



Figura I.16. Ejecución de las rozas para la instalación de circuitos de vía y balizas.

Fuente: Elaboración propia

Con estas condiciones, los carriles fueron acopiados sobre la losa bituminosa para la instalación del circuito de vía y su adoquinado, previo a la colocación de estos en los cajetines efectuados. El circuito de vía fue instalado mediante perforación y recubierto con protección frente a las altas temperaturas y el agua.



Figura I.17. Instalación de los circuitos de vía en el alma del carril.

Fuente: Elaboración propia

Con los circuitos instalados, se dispusieron los adoquines de hormigón poroso en el alma del carril, adheridos con resina epoxi.



Figura I.18. Colocación de los adoquines sobre el alma del carril previo a su fijación y embebido. Fuente: Elaboración propia

Fase 24 – Nivelación y alineación de carriles. Acuñado de los mismos en su posición definitiva

Con los carriles preinstalados, éstos fueron dispuestos en los cajetines mediante el uso de suelas elásticas de nivelación y posteriormente alineados y nivelados mediante métodos topográficos. La fijación provisional (previa a la soldadura) se realizó mediante el uso de cuñas de madera.

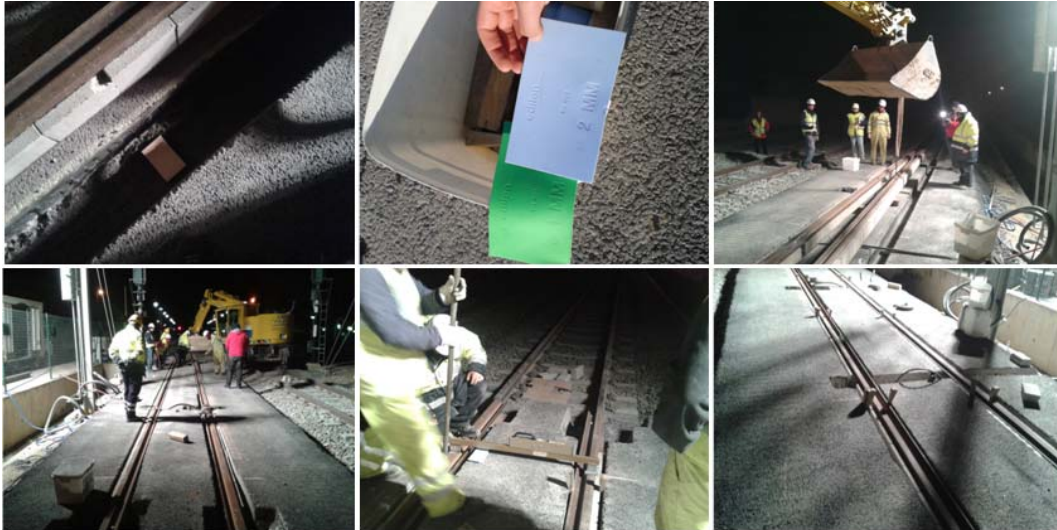


Figura I.19. Operaciones de nivelación, alineación y prefijado de los carriles en su posición definitiva. Fuente: Elaboración propia

Fases 25, 26 y 27 – Soldaduras aluminotérmicas y liberación de tensiones térmicas en el carril. Comprobación de los parámetros geométricos y fijación con elastómero líquido

Con el carril ya posicionado en su ubicación definitiva, se procedió a llevar a cabo la soldadura aluminotérmica del extremo ubicado en la vía en placa de hormigón. Posteriormente se realizó un desbastado y amolado de la misma y se realizó un corte de carril en el extremo correspondiente a la vía de balasto que sirve como hueco de respiración para la dilatación térmica de los carriles.

En este momento, se llevó a cabo la soldadura del extremo de la vía en balasto mediante la colocación de moldes, sellado, calentamiento de la misma y montaje del crisol. Fundido del mismo, se vertió y se retiró del material sobrante.

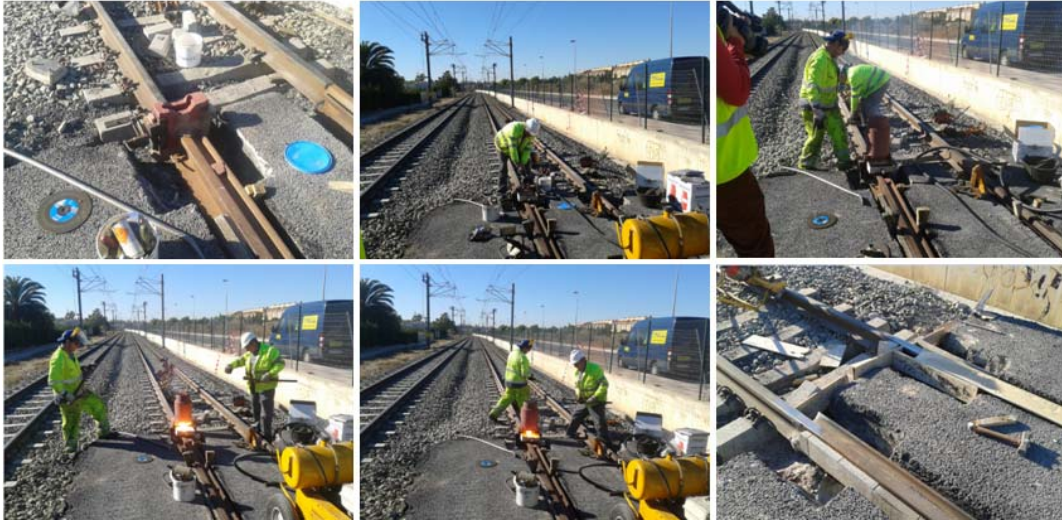


Figura I.20. Soldadura aluminotérmica de la transición con la vía en balasto.

Fuente: Elaboración propia

Una vez finalizada la soldadura, se procedió al desbastado y amolado del carril y se realizó la última comprobación geométrica con regla de vía (que es el último paso antes de la fijación definitiva de los carriles).

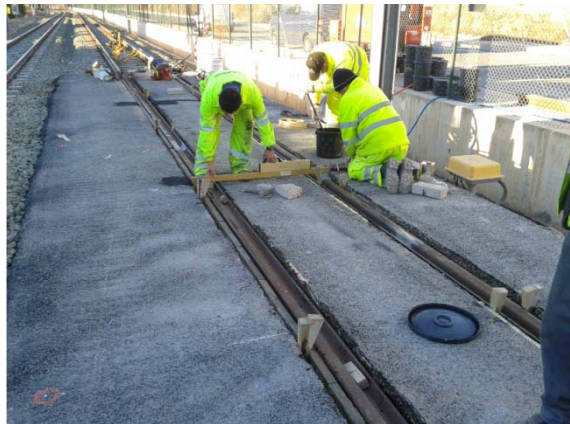


Figura I.21. Comprobación de los parámetros de vía previa a la fijación con elastómero.

Fuente: Elaboración propia

Con estas condiciones se preparó el cajetín con la solución previa de imprimador y posteriormente se vertió el Corkelast Edilon batido en dos componentes hasta comprobar su correcta aplicación en todo el entorno del carril embebido (alma y patín).



Figura I.22. Batido y vertido del elastómero líquido en los cajetines para embebido.

Fuente: Elaboración propia

El resultado final obtenido en el embebido de los carriles mediante el uso de elastómeros líquidos es el que se muestra a continuación.



Figura I.23. Finalización del vertido del elastómero líquido en los cajetines.

Fuente: Elaboración propia

Fases 28 y 29 – Instalación y reposición de sistemas retirados. Comprobación de su funcionamiento

En estas fases se repusieron los circuitos de vía y las balizas de los sistemas ASFA y ATP (una de ellas con la ejecución de dren de desagüe y conexión a arqueta de registro, en base de uso de protector de altas temperaturas y humedad). Dichos sistemas fueron comprobados en colaboración con el puesto de mando de TRAM Alicante para asegurar su correcto funcionamiento en señalización de trenes y operación de la actividad ferroviaria.

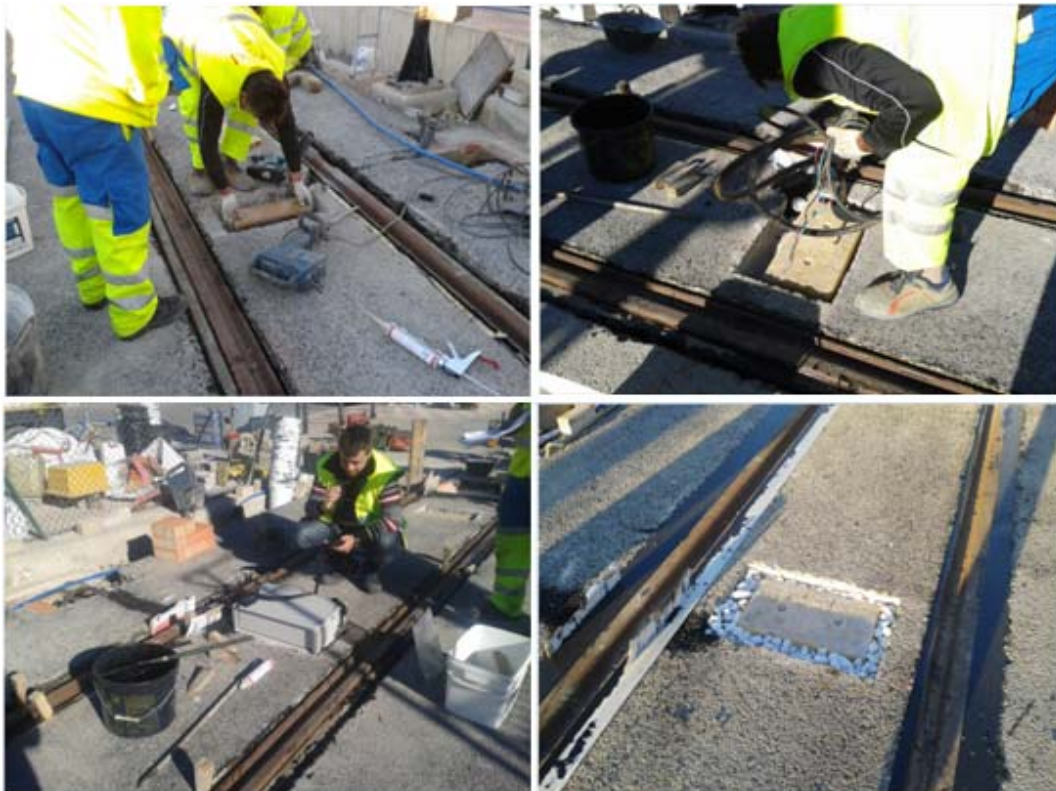


Figura I.24. Instalación y comprobación de las balizas ASFA/ATP.

Fuente: Elaboración propia

Tras la instalación y comprobación de dichos sistemas, se recrecieron las arquetas de registro existentes con ladrillo panal y se enfoscaron con mortero.

Fases 30 y 31 – Riego con emulsión termoadherente y pruebas con tráfico real

Para finalizar los trabajos se empleó un riego con emulsión termoadherente para cerrar el poro de las mezclas bituminosas de la losa soporte y crear un entorno más limpio del tramo de pruebas.

Finalmente, para asegurar la operatividad del tramo, se realizó una circulación en pruebas de un vehículo ferroviario de la serie 4200 del TRAM de Alicante, en colaboración con el puesto de mando. Así se comprobó la correcta detección del vehículo por el sistema de explotación, así como la correcta señalización según los sistemas ASFA y ATP del tramo de pruebas.



Figura I.25. Pruebas iniciales con tráfico ferroviario en pruebas.

Fuente: Elaboración propia

Con estas operaciones se garantizó la funcionalidad del tramo de pruebas.

ANEXO II: ACTAS DE ENSAYOS

El presente anexo recoge las actas de los ensayos obtenidas en las mezclas SMA y AC22 con plastómeros al 0.5%. De todas ellas, se muestran los resultados de rigidez, ángulo de fase y características básicas. El resto de actas de ensayos se recogen en el CD que aparece al final de la Tesis.

- SMA 0.5% Rigidez

EN12697-26 Indirect Tensile Modulus Test

Data fileName: C:\NPCglobal\UTS\026 EN12697-26 IT Modulus Test\Data\REUTILIZACION DE PLASTICOS EN MB\SMA16 0.5% 20°C.D02
 Template file name: C:\NPCglobal\UTS\026 EN12697-26 IT Modulus Test\Templates\RIGIDEZ 100 Ivdt12.P026
 Test date & time: 06/11/2012 16:42:38
 Project: REUTILIZACION DE PLASTICOS EN MB
 Operator: JAVIER LOPEZ
 Comments: AL 0.5% PLASTICO

Setup Parameters

Target temperature (°C): 20
 Loading pulse width (ms): 124
 Pulse repetition period (ms): 3000
 Conditioning pulse count: 5
 Target deformation (µm): 5
 Estimated Poisson's ratio: 0.35
 Estimated modulus (MPa): 1000
 Contact force (N): 20

Specimen Information

Identification: SMA 16 SURF 70/100
 Remarks...

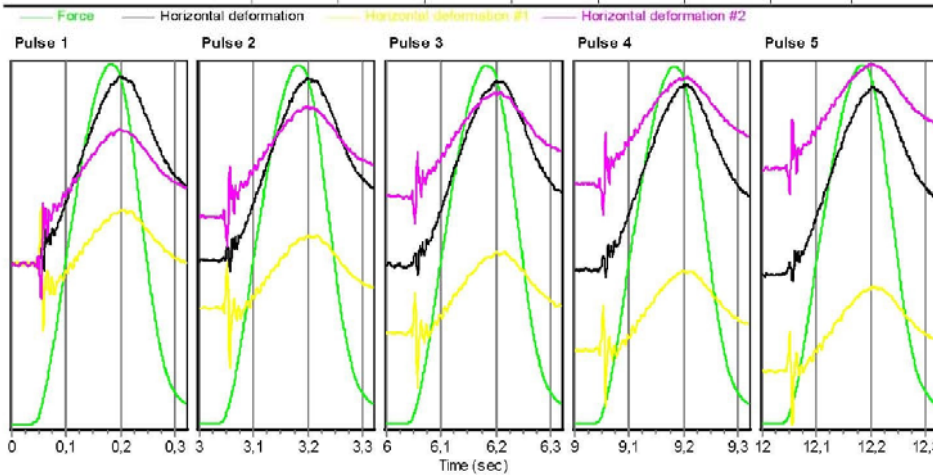
Dimensions	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	Average	Std Dev
Length (mm)	66.0						66.0	
Diameter (mm)	100.0						100.0	

Cross-sectional area (mm²): 7854,0

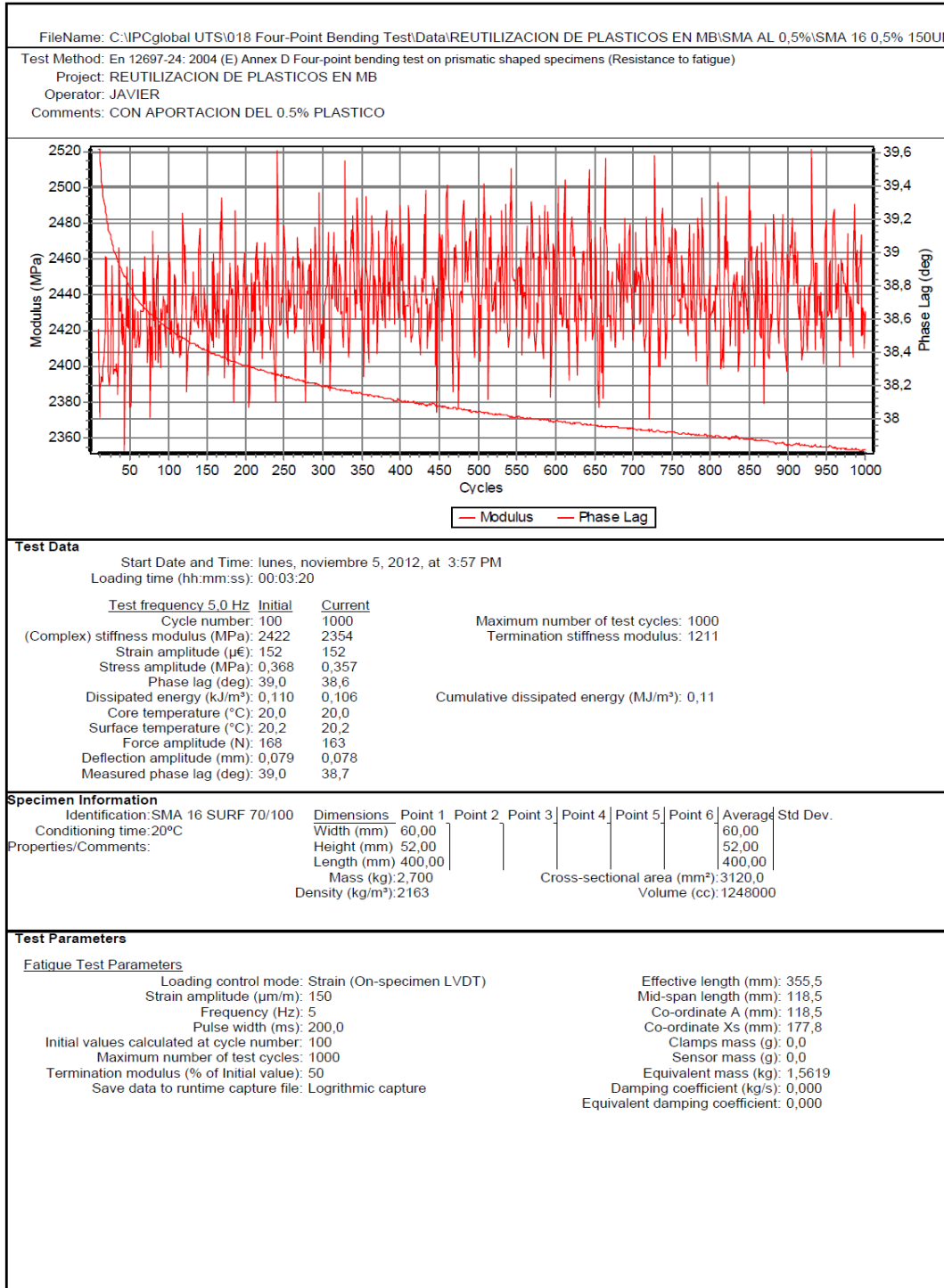
Test Results

Conditioning pulses: 5
 Core temperature (°C): 19,2
 Skin temperature (°C): 19,3

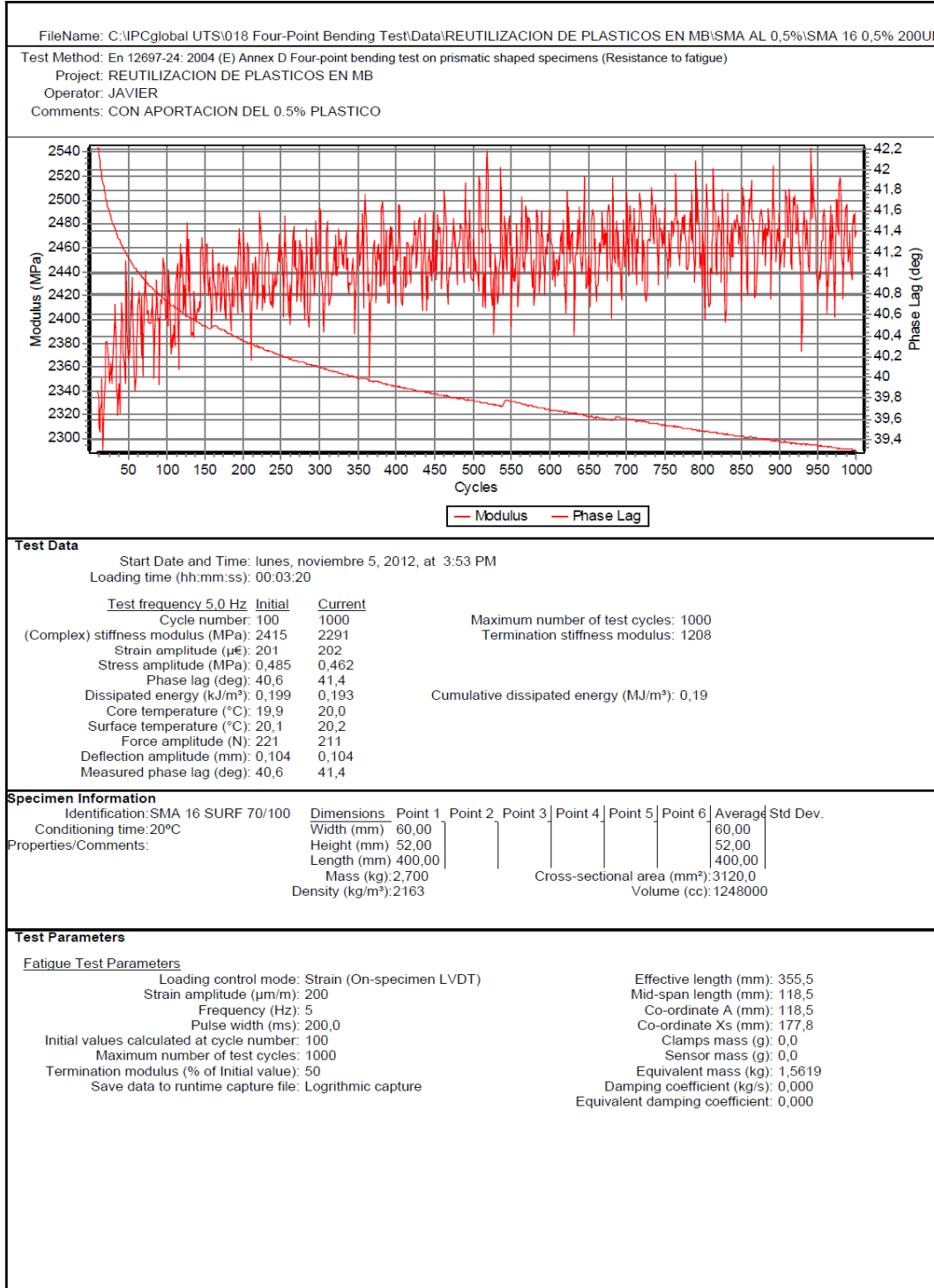
	Pulse 1	Pulse 2	Pulse 3	Pulse 4	Pulse 5	Mean	Std. Dev.	%CV
Stiffness modulus (MPa)	11405	11417	11814	11540	11640	11523	108,88	0,94
Adjusted stiffness modulus (MPa)	11088	11060	11216	11138	11256	11151	83,19	0,75
Peak horizontal deformation (µm)	5,01	4,97	4,89	4,83	4,81	4,90	0,08	1,59
Load area factor	0,57	0,56	0,56	0,56	0,56	0,56	0,00	0,47
Peak loading force (N)	6619	6574	6554	6551	6574	6577	22,9	0,3
Load rise time (ms)	135	136	134	134	134	134,7	0,82	0,61
Horizontal deformation #1 (µm)	1,54	1,07	0,83	0,54	0,42	0,88	0,40	45,48
Horizontal deformation #2 (µm)	3,47	3,90	4,06	4,29	4,39	4,02	0,33	8,08
Seating force (N)	8	33	32	32	30	27	8,6	35,3



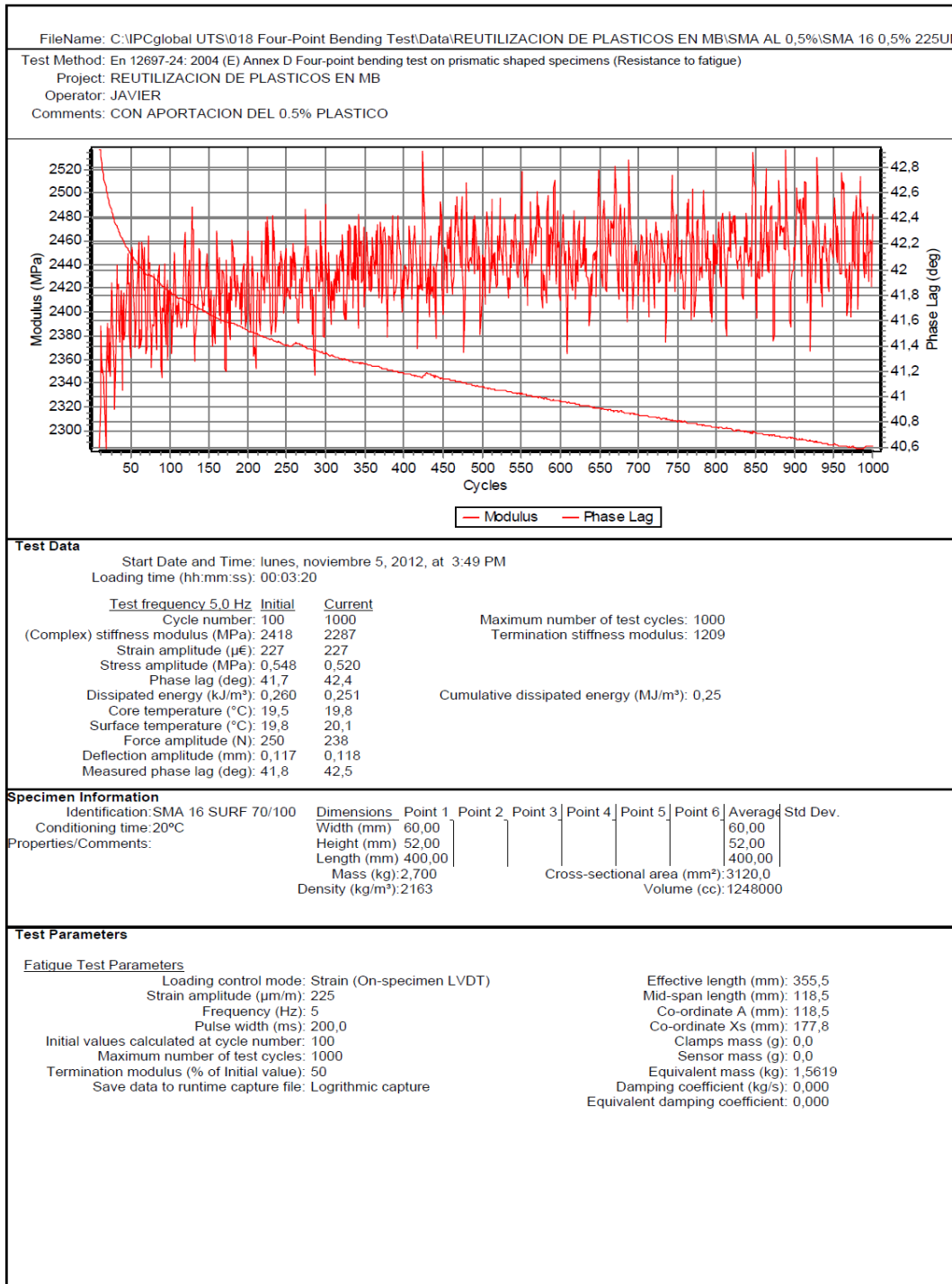
• SMA 0.5% Ángulo fase (1/4)



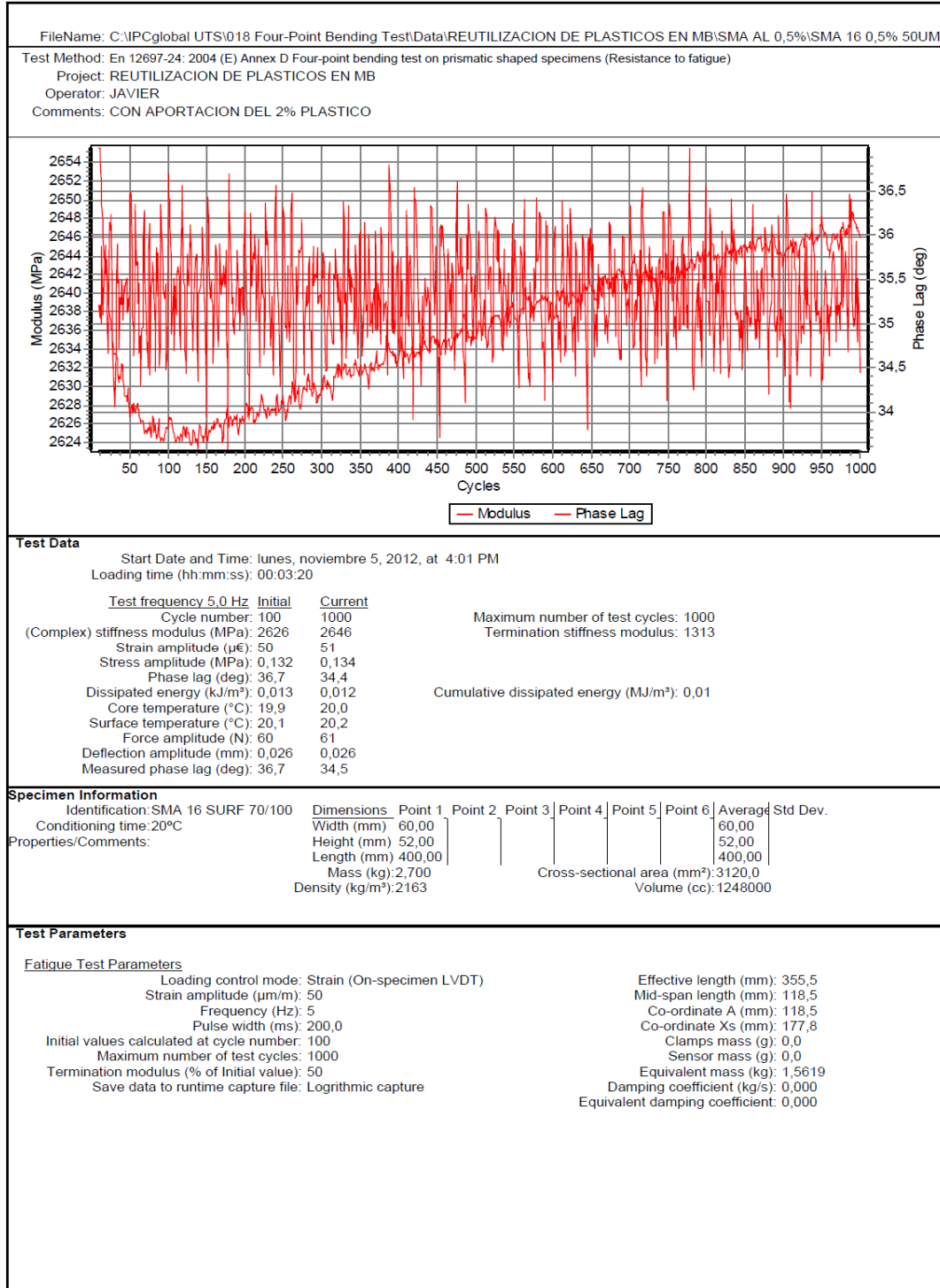
• SMA 0.5% Ángulo fase (2/4)





• SMA 0.5% Ángulo fase (3/4)





• SMA 0.5% Ángulo fase (4/4)





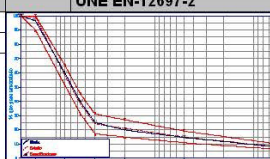
- SMA 0.5% Características básicas (1/4)

 		Informe de ensayo			
Productor : ABANILLA (MURCIA)		Cliente : Control Interno			
Asfalto : SMA16 70/100					
Capas : Rodadura					
Tipo : Calizo					
Laboratorio		<i>P. LOS TRES SANTOS S/N. ABANILLA(MURCIA)</i>			
Muestra nº B2304006		<i>26/10/2012 (Realizado el 30/10/2012)</i>			
Clase de áridos		<i>0/16 mm</i>			
Hecho por		<i>JAVIER</i>			
Referencia		<i>EN13108-21 Control de Produccion de Aglomerado - Referencia Productor</i>			
Observaciones internas		<i>CON APORTACION DE RESIDUOS PLASTICOS AL 0,5 %</i>			
Observaciones					
ENSAYOS		Minimo	Valor	Máximo	Val.teó. Norma
Determinacion de la densidad maxima			2477.91 Kg/m3		UNE-EN 12697-5:2003+A1
EQUIPOS:363;55;173;240;178					
picnometro+pieza+muelle			771.8 g		
M1+muestra de ensayo			1689.4 g		
M2+agua o disolvente			2409.5 g		
Volumen picnometro			0.001092 m3		
Temperatura			22 °C		
Densidad agua			997.8 kg/m3		
DENSIDAD Y HUECOS (SMA)			2.35 Mg/m3		EN-12697-6(PROC.B) Y 12697-8
EQUIPOS:77;150					
Peso Probeta 1 en Aire			1174.30		
P.Pr1. en Agua			677.40		
P.Pr1. superficie seca saturada			1178.00		
Volumen Probeta 1			500.60		
Peso Probeta 2 en Aire			1219.60		
P.Pr2. en Agua			705.10		
P.Pr2. superficie seca saturada			1223.30		
Volumen Probeta 2			518.20		
Peso Probeta 3 en Aire			1215.60		
P.Pr3. en Agua			703.00		
P.Pr3. superficie seca saturada			1219.70		
Volumen Probeta 3			516.70		
% Betún/Mezcla			5.00		
Peso específico de áridos s/mezcla			2.65		
Volumen de áridos			35.79		
Peso específico del betún			1.02		
Volumen de betún			4.88		
Densidad máxima teórica			2477.91		
Densidad relativa media			2.35		
Huecos en mezcla media		4	5.14	7	
Huecos en áridos media			15.87		
Huecos rellenos media			67.64		
Probetas	Densidad relativa	Huecos en mezcla	Huecos en áridos	Huecos rellenos	
1	2.35	5.33	16.04	66.77	
2	2.35	5.02	15.77	68.16	
3	2.35	5.06	15.80	68.00	

- SMA 0.5% Características básicas (2/4)

 		Informe de ensayo		
Productor : ABANILLA (MURCIA)		Cliente : Control Interno		
Asfalto : SMA16 70/100				
Capas : Rodadura				
Tipo : Calizo				
Página 1/1, impreso el miércoles, 07 de noviembre de 2012				
Laboratorio	P. LOS TRES SANTOS S/N. ABANILLA(MURCIA)			
Muestra nº B2304006	26/10/2012 (Realizado el 30/10/2012)			
Clase de áridos	0/16 mm			
Hecho por	JAVIER			
Referencia	EN13108-21 Control de Produccion de Aglomerado - Referencia Productor			
Observaciones internas	CON APORTACION DE RESIDUOS PLASTICOS AL 0,5 %			
Observaciones				
ENSAYOS	Minimo	Valor	Máximo	Val.teó. Norma
Determinacion de la densidad maxima		2477.91 Kg/m3		UNE-EN 12697-5:2003+A1
EQUIPOS:363;55;173;240;178				
picnometro+pieza+muelle		771.8 g		
M1+muestra de ensayo		1689.4 g		
M2+agua o disolvente		2409.5 g		
Volumen picnometro		0.001092 m3		
Temperatura		22 °C		
Densidad agua		997.8 kg/m3		
DENSIDAD Y HUECOS (SMA)		2.35 Mg/m3		EN-12697-6(PROC.B) Y 12697-8
EQUIPOS:77;150				
Peso Probeta 1 en Aire		1174.30		
P.Pr1. en Agua		677.40		
P.Pr1. superficie seca saturada		1178.00		
Volumen Probeta 1		500.60		
Peso Probeta 2 en Aire		1219.60		
P.Pr2. en Agua		705.10		
P.Pr2. superficie seca saturada		1223.30		
Volumen Probeta 2		518.20		
Peso Probeta 3 en Aire		1215.60		
P.Pr3. en Agua		703.00		
P.Pr3. superficie seca saturada		1219.70		
Volumen Probeta 3		516.70		
% Betún/Mezcla		5.00		
Peso específico de áridos s/mezcla		2.65		
Volumen de áridos		35.79		
Peso específico del betún		1.02		
Volumen de betún		4.88		
Densidad máxima teórica		2477.91		
Densidad relativa media		2.35		
Huecos en mezcla media	4	5.14	7	
Huecos en áridos media		15.87		
Huecos rellenos media		67.64		
Probetas	Densidad relativa	Huecos en mezcla	Huecos en áridos	Huecos rellenos
1	2.35	5.33	16.04	66.77
2	2.35	5.02	15.77	68.16
3	2.35	5.06	15.80	68.00

- SMA 0.5% Características básicas (3/4)

 		Informe de ensayo			
Productor : ABANILLA (MURCIA)		Cliente : Control Interno			
Asfalto : SMA16					
Capas : Rodadura					
Tipo : Calizo					
Laboratorio		P. LOS TRES SANTOS S/N. ABANILLA(MURCIA)			
Muestra n° B2304006		26/10/2012 (Realizado el 30/10/2012)			
Clase de áridos		0/16 mm			
Hecho por		JAVIER			
Referencia		EN13108-21 Control de Produccion de Aglomerado : Referencia Productor			
Observaciones internas		CON APORTACION DE RESIDUOS PLASTICOS AL 0,5 %			
Observaciones					
ENSAYOS		Minimo	Valor	Máximo	Val.teó. Norma
Sensibilidad al agua EN 12697-12 EN 12697-23			91,94 %		UNE EN-12697-12 & 23
EQUIPOS:180;150;363;81;171;225					
ITS Probetas seco media			1.647 MPa		
ITS Probetas humedo media			1.514 MPa		
ITSR			91,94 %		
Medida PS1	Medida PS2	Medida PS3	Medida PH1	Medida PH2	Medida PH3
63.10 mm	63.50 mm	63.60 mm	63.40 mm	63.50 mm	63.30 mm
63.10 mm	63.50 mm	63.60 mm	63.40 mm	63.50 mm	63.30 mm
63.10 mm	63.50 mm	63.60 mm	63.40 mm	63.50 mm	63.30 mm
63.10 mm	63.50 mm	63.60 mm	63.40 mm	63.50 mm	63.30 mm
Altura Media PS1	Altura Media PS2	Altura Media PS3	Altura Media PH1	Altura Media PH2	Altura Media PH3
63.10 mm	63.50 mm	63.60 mm	63.40 mm	63.50 mm	63.30 mm
Diam Sup PS1	Diam Sup PS2	Diam Sup PS3	Diam Sup PH1	Diam Sup PH2	Diam Sup PH3
101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm
Diam Inf PS1	Diam Inf PS2	Diam Inf PS3	Diam Inf PH1	Diam Inf PH2	Diam Inf PH3
101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm
Diam media PS1	Diam media PS2	Diam media PS3	Diam media PH1	Diam media PH2	Diam media PH3
101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm
Peso Prob en seco 1	Peso Prob en seco 2	Peso Prob en seco 3	Peso Prob humedo 1	Peso Prob humedo 2	Peso Prob humedo 3
1155.00 g	1158.00 g	1160.00 g	1155.00 g	1152.00 g	1155.00 g
Dens Prob seco 1	Dens Prob seco 2	Dens Prob seco 3	Dens Prob humedo 1	Dens Prob humedo 2	Dens Prob humedo 3
2.26 Mg/m3	2.25 Mg/m3	2.25 Mg/m3	2.25 Mg/m3	2.24 Mg/m3	2.26 Mg/m3
Carga de rotura PS1	Carga de rotura PS2	Carga de rotura PS3	Carga de rotura PH1	Carga de rotura PH2	Carga de rotura PH3
16.82 KN	16.59 KN	16.52 KN	14.48 KN	14.59 KN	14.34 KN
ITS Prob en seco 1	ITS Prob en seco 2	ITS Prob en seco 3	ITS Prob en humedo 1	ITS Prob en humedo 2	ITS Prob en humedo 3
1.672 MPa	1.639 MPa	1.630 MPa	1.503 MPa	1.515 MPa	1.523 MPa
Tipo de rotura PS1	Tipo de rotura PS2	Tipo de rotura PS3	Tipo de rotura PH1	Tipo de rotura PH2	Tipo de rotura PH3
Combinación	Combinación	Combinación	Combinación	Combinación	Combinación
Envuelta PS1	Envuelta PS2	Envuelta PS3	Envuelta PH1	Envuelta PH2	Envuelta PH3
Buena	Buena	Buena	Buena	Buena	Buena
Aridos rotos PS1	Aridos rotos PS2	Aridos rotos PS3	Aridos rotos PH1	Aridos rotos PH2	Aridos rotos PH3
No	No	No	No	No	No
Contenido de ligante		4.70	5.00 %	5.30	5 UNE EN-12697-1 (MÉTODO B.2)
EQUIPOS:256;363;172					
Extracción de aglomerado			Conforme		UNE EN-12697-2
EQUIPOS:363;172					
Relación Filler/Betún					
					

- SMA 0.5% Características básicas (4/4)



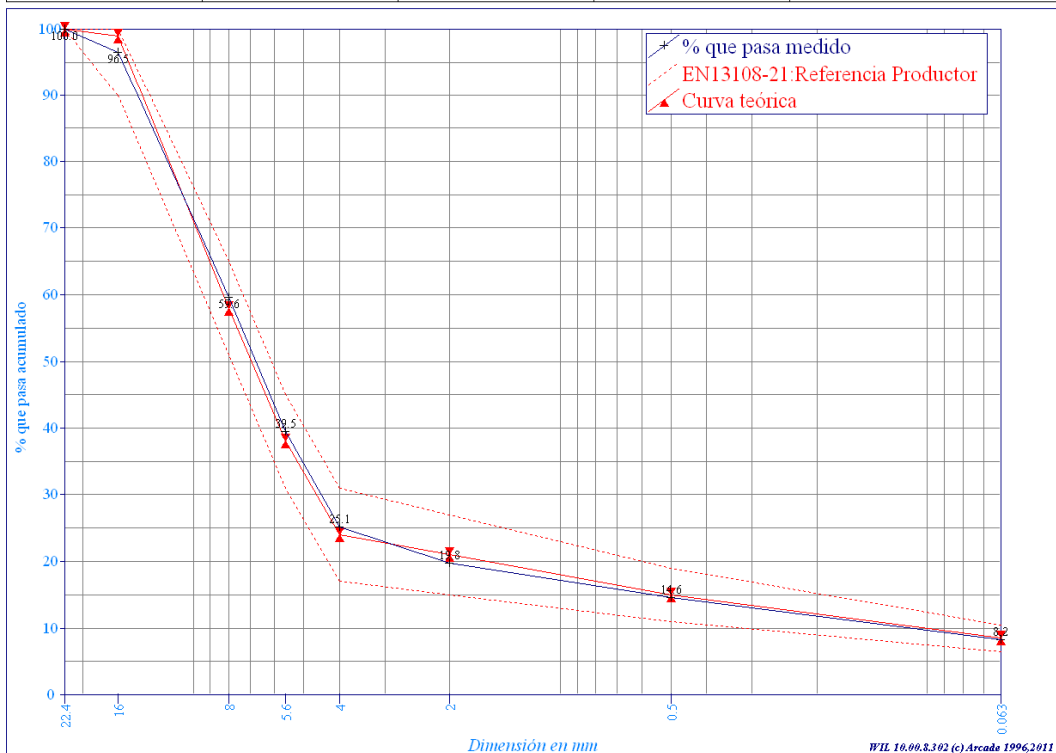

Informe de ensayo

Página 44. Impreso el miércoles, 07 de noviembre de 2012

Productor : ABANILLA (MURCIA)	Ciente : Control Interno
Asfalto : SMA16 70/100	
Capas : Rodadura	
Tipo : Calizo	

Laboratorio	P. LOS TRES SANTOS S/N. ABANILLA(MURCIA)
Muestra n° B2304006	26/10/2012 (Realizado el 30/10/2012)
Clase de áridos	0/16 mm
Hecho por	JAVIER
Referencia	EN13108-21 Control de Producción de Aglomerado : Referencia Productor
Observaciones internas	CON APORTACION DE RESIDUOS PLASTICOS AL 0,5 %
Observaciones	

Análisis granulométrico						
Masa		Mínimo	% que pasa	Máximo	Val.teó.	
Tamiz (mm)						
22.400	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
16.000	90.00	90.00	96.50	100.00	99.00	99.00
8.000	51.00	51.00	59.60	65.00	58.00	58.00
5.600	31.00	31.00	39.50	45.00	38.00	38.00
4.000	17.00	17.00	25.10	31.00	24.00	24.00
2.000	15.00	15.00	19.80	27.00	21.00	21.00
0.500	11.00	11.00	14.60	19.00	15.00	15.00
0.063	6.50	6.50	8.20	10.50	8.50	8.50



- AC22 0.5% Rigidez

EN12697-26 Indirect Tensile Modulus Test

Data fileName: C:\PCglobal UTS\026 EN12697-26 IT Modulus Test\Data\REUTILIZACION DE PLASTICOS EN MB\AC22 0.5% 20°C.D026
 Template file name: C:\PCglobal UTS\026 EN12697-26 IT Modulus Test\Templates\RIGIDEZ 100 lvd12.P026
 Test date & time: 06/11/2012 16:37:13
 Project: REUTILIZACION DE PLASTICOS EN MB
 Operator: JAVIER LOPEZ
 Comments: AL 0,5% PLASTICO

Setup Parameters

Target temperature (°C): 20
 Loading pulse width (ms): 124
 Pulse repetition period (ms): 3000
 Conditioning pulse count: 5
 Target deformation (µm): 5
 Estimated Poisson's ratio: 0.35
 Estimated modulus (MPa): 1000
 Contact force (N): 20

Specimen Information

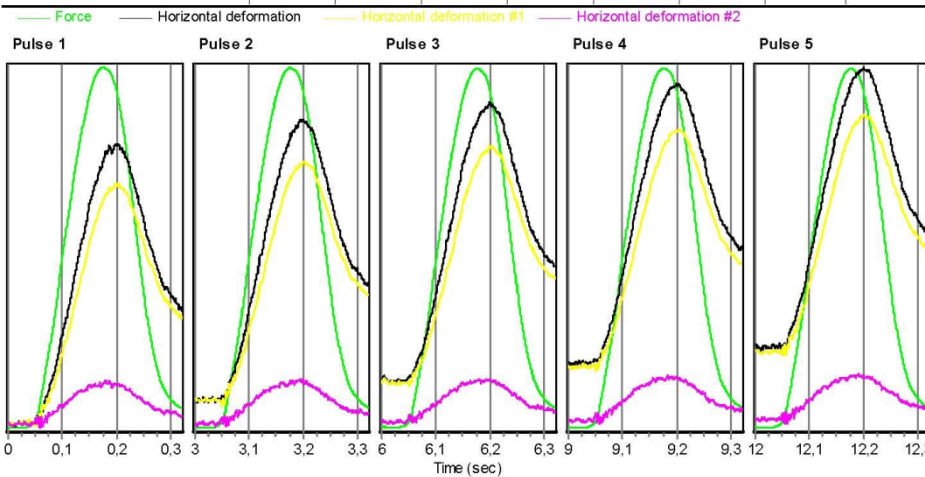
Identification: AC 22 BIN 70/100
 Remarks...

Dimensions	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	Average	Std Dev
Length (mm)	67,0						67,0	
Diameter (mm)	100,0						100,0	
Cross-sectional area (mm²): 7854,0								

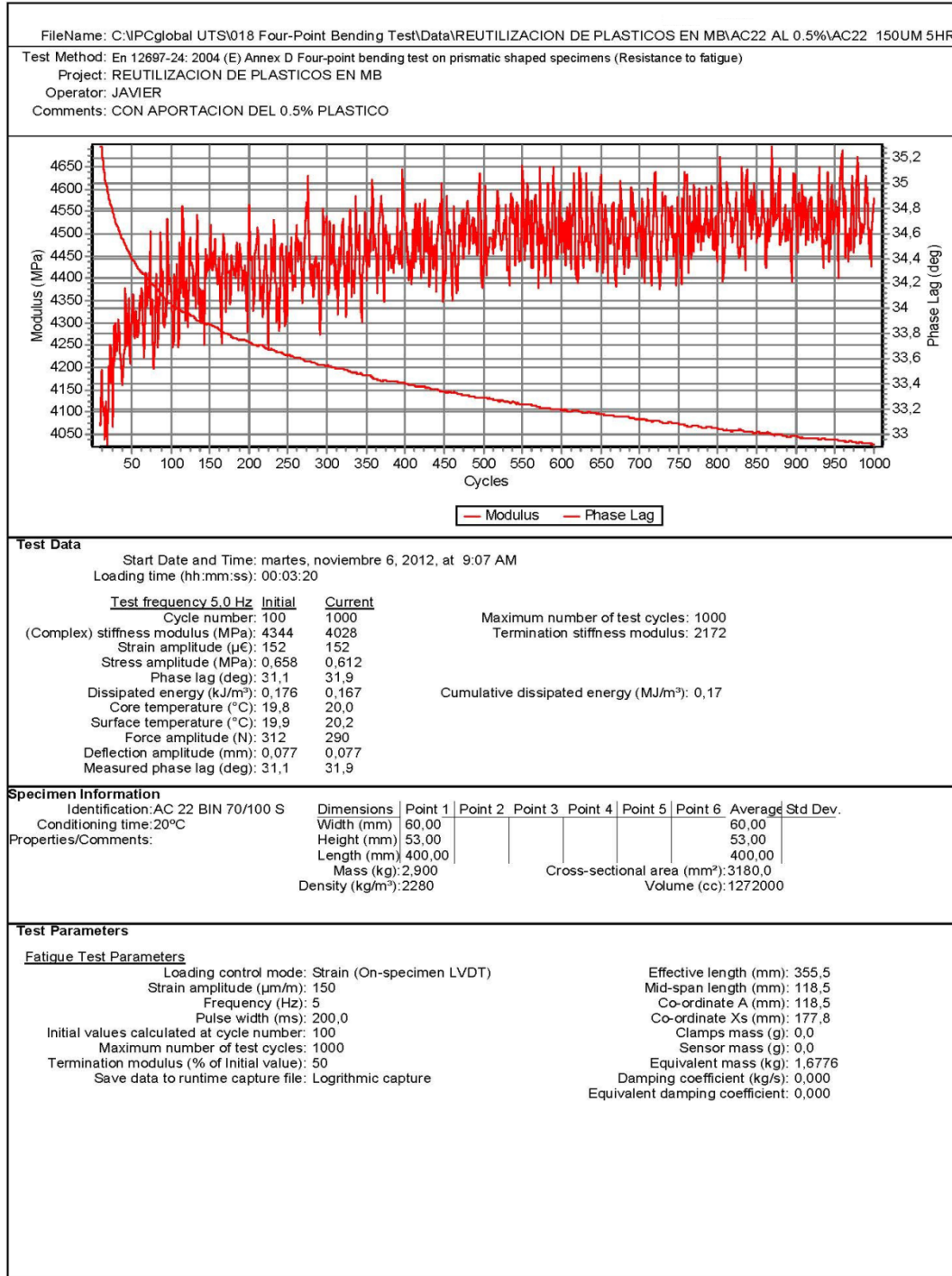
Test Results

Conditioning pulses: 5
 Core temperature (°C): 19,7
 Skin temperature (°C): 19,9

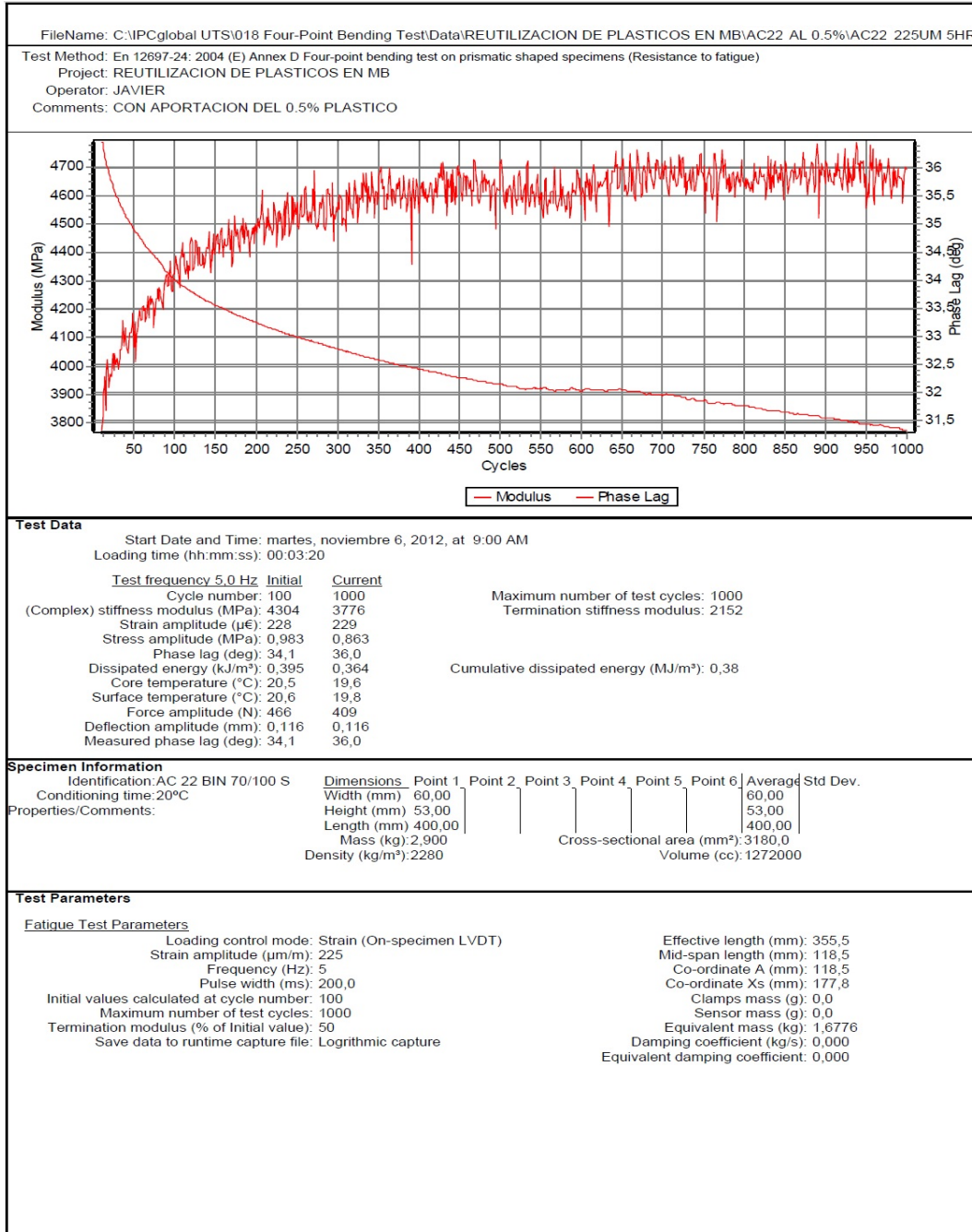
	Pulse 1	Pulse 2	Pulse 3	Pulse 4	Pulse 5	Mean	Std. Dev.	%CV
Stiffness modulus (MPa)	12530	12429	12291	12088	11795	12227	292,69	2,39
Adjusted stiffness modulus (MPa)	12278	12217	12091	11888	11597	12014	277,34	2,31
Peak horizontal deformation (µm)	4,72	5,05	5,26	5,45	5,60	5,22	0,31	5,97
Load area factor	0,57	0,57	0,56	0,57	0,57	0,57	0,00	0,31
Peak loading force (N)	5417	5417	5397	5410	5398	5408	8,8	0,2
Load rise time (ms)	126	126	125	126	124	125,1	0,64	0,51
Horizontal deformation #1 (µm)	4,03	4,31	4,51	4,70	4,82	4,47	0,28	6,27
Horizontal deformation #2 (µm)	0,68	0,74	0,75	0,75	0,78	0,74	0,03	4,39
Seating force (N)	22	15	24	16	22	20	3,5	17,9



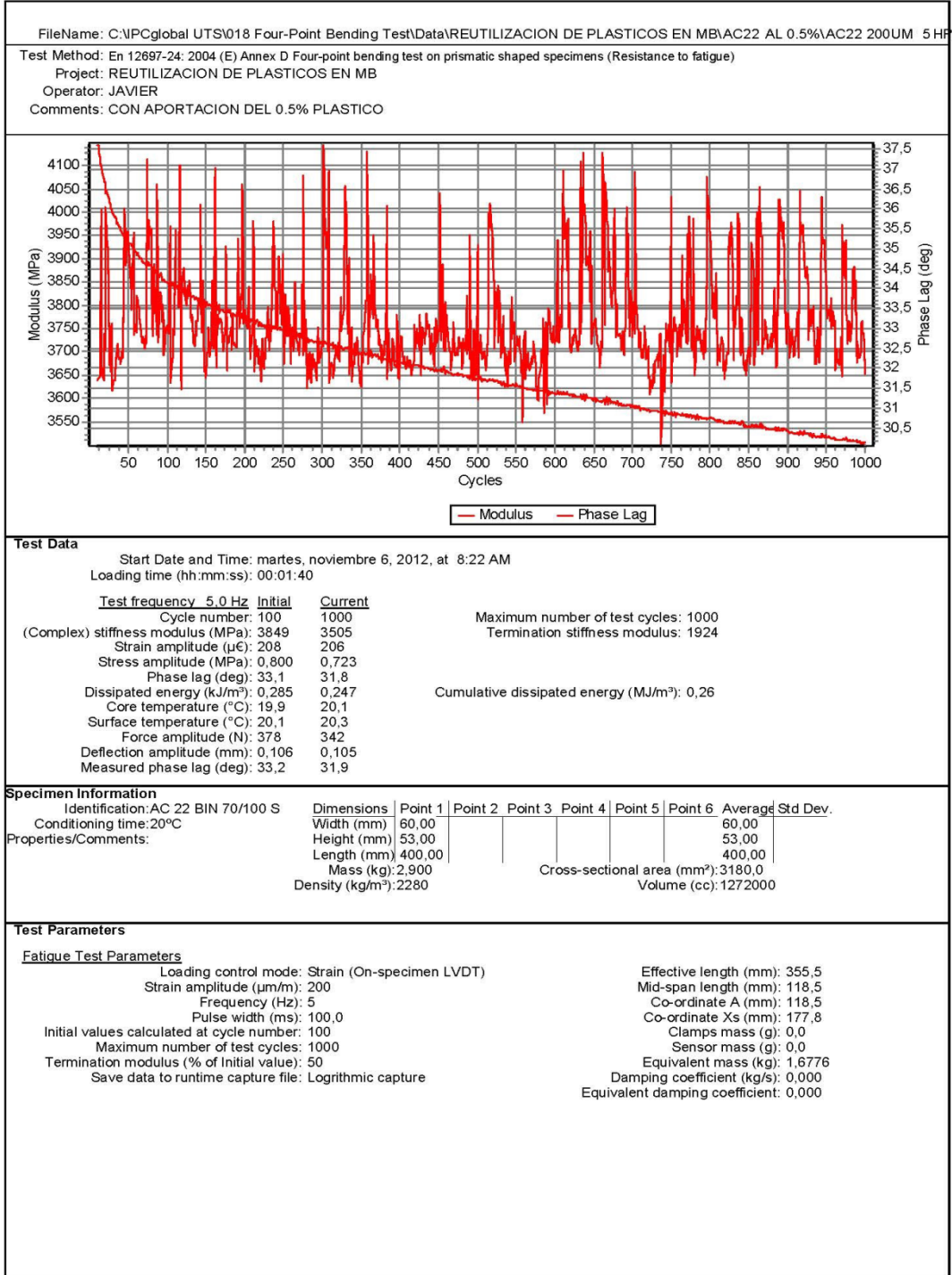
• AC22 0.5% Ángulo fase (1/4)



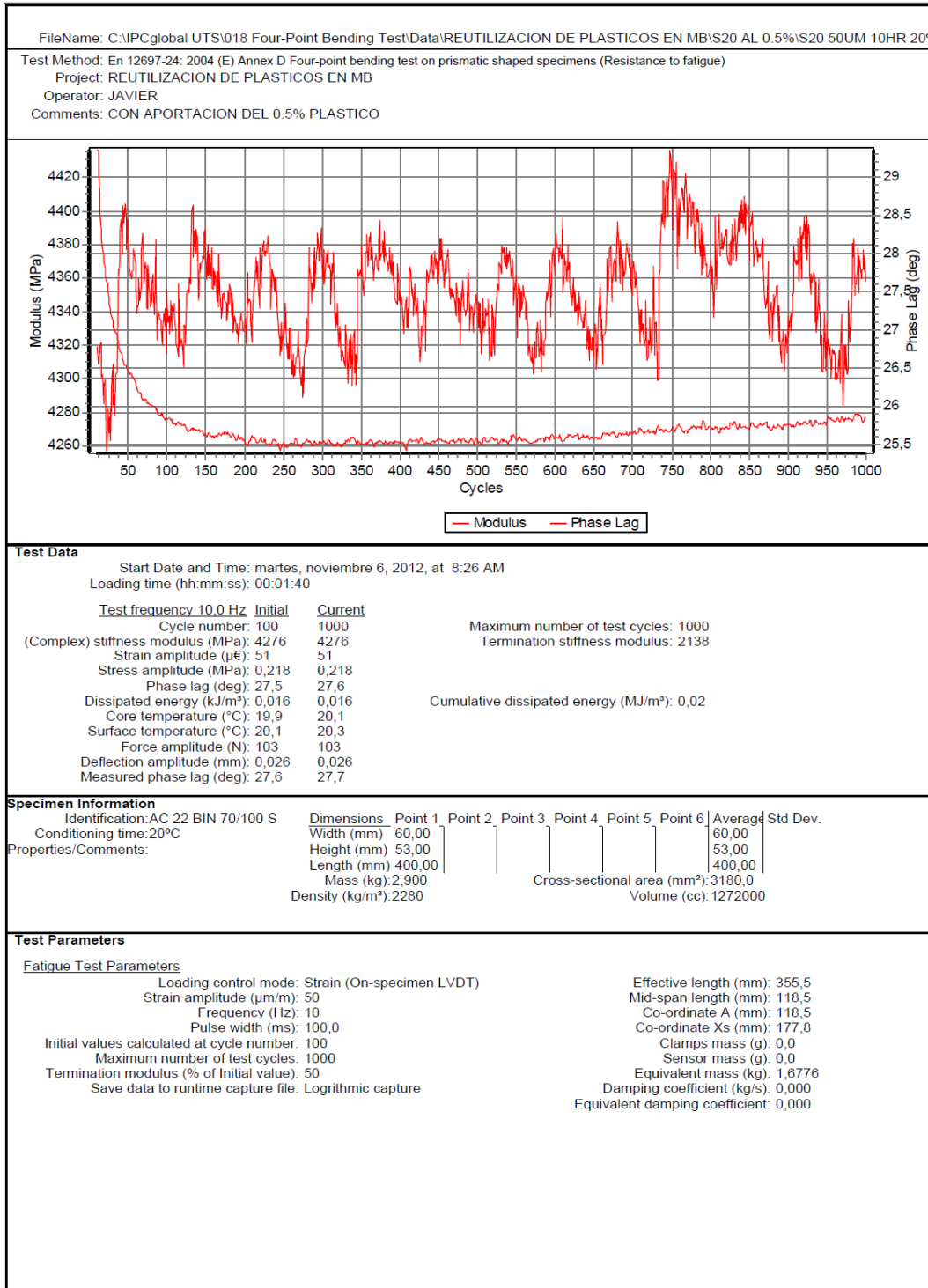
• AC22 0.5% Ángulo fase (2/4)





- AC22 0.5% Ángulo fase (3/4)





• AC22 0.5% Ángulo fase (4/4)





- AC22 0.5% Características básicas (1/4)

 		Informe de ensayo			
Productor : ABANILLA (MURCIA) Asfalto : AC 22 BIN 70/100 S Capas : Intermedia Tipo : Calizo		Cliente : PROYECTO REUTILIZACION PLASTICOS EN MB			
Página 1/1, impreso el miércoles, 07 de noviembre de 2012					
Laboratorio	P. LOS TRES SANTOS S/N. ABANILLA(MURCIA)				
Muestra nº B2304009	26/10/2012 (Realizado el 30/10/2012)				
Clase de áridos	0/22 mm				
Hecho por	JAVIER				
Referencia	EN13108-21 Control de Produccion de Aglomerado - Referencia Productor				
Observaciones internas	CON APORTACION DE RESIDUOS PLASTICOS AL 0.5%				
Observaciones					
ENSAYOS		Minimo	Valor	Máximo	Val.teó. Norma
Determinacion de la densidad maxima			2474.32 Kg/m3		UNE-EN 12697-5:2003+A1
EQUIPOS:363;55;173;240;178					
picnometro+pieza+muelle			771.0 g		
M1+muestra de ensayo			1690.0 g		
M2+agua o disolvente			2409.0 g		
Volumen picnometro			0.001092 m3		
Temperatura			22 °C		
Densidad agua			997.8 kg/m3		
Densidad y Huecos (S-INT+ MAM-INT)			2.33 Mg/m3		EN 12697-6 (PROC.B) Y 12697-8
EQUIPOS:77;150					
Peso Probeta 1 en Aire			1150.70		
P.Pr1. en Agua			663.30		
P.Pr1. superficie seca saturada			1158.60		
Volumen Probeta 1			495.30		
Peso Probeta 2 en Aire			1143.80		
P.Pr2. en Agua			658.60		
P.Pr2. superficie seca saturada			1149.50		
Volumen Probeta 2			490.90		
Peso Probeta 3 en Aire			1140.80		
P.Pr3. en Agua			662.00		
P.Pr3. superficie seca saturada			1151.40		
Volumen Probeta 3			489.40		
% Betún/Mezcla			4.00		
Peso específico de áridos s/mezcla			2.66		
Volumen de áridos			36.08		
Peso específico del betún			1.02		
Volumen de betún			3.90		
Densidad máxima teórica			2474.32		
Densidad relativa media			2.33		
Huecos en mezcla media		4	5.91	8	
Huecos en áridos media		14	16.01		
Huecos rellenos media			63.09		
Probetas	Densidad relativa	Huecos en mezcla	Huecos en áridos	Huecos rellenos	
1	2.32	6.11	16.19	62.28	
2	2.33	5.83	15.94	63.41	
3	2.33	5.79	15.91	63.59	

- AC22 0.5% Características básicas (2/4)

 		Informe de ensayo			
Productor : ABANILLA (MURCIA) Asfalto : AC 22 BIN 70/100 S Capas : Intermedia Tipo : Calizo		Cliente : PROYECTO REUTILIZACION PLASTICOS EN MB			
Página 26, impreso el miércoles, 07 de noviembre de 2012					
Laboratorio	P. LOS TRES SANTOS S/N. ABANILLA(MURCIA)				
Muestra nº B2304009	26/10/2012 (Realizado el 30/10/2012)				
Clase de áridos	0/22 mm				
Hecho por	JAVIER				
Referencia	EN13108-21 Control de Producción de Aglomerado : Referencia Productor				
Observaciones internas	CON APORTACION DE RESIDUOS PLASTICOS AL 0.5%				
Observaciones					
ENSAYOS	Mínimo	Valor	Máximo	Val.teó.	Norma
DEFORMACIÓN PERMANENTE UNE-EN 12697-22		0.032 mm			UNE-EN 12697-22
EQUIPOS:170;45					
WTS		0.032 mm			
PRD		4.42 %			
RD		2.65 mm			
Densidad		2.33 Mg/m3			
	Dens Prob 1			Dens Prob 2	
	2.33 Mg/m3			2.33 Mg/m3	
	Altura Prob 1			Altura Prob 2	
	60.00 mm			60.00 mm	
	Tº Prob 1			Tº Prob 2	
	60.00 ºC			60.00 ºC	
	Deformación 5000			Deformación 5000	
	2.49 mm			2.50 mm	
	Deformación 10000			Deformación 10000	
	2.65 mm			2.66 mm	
GRANULOMETRIA POR TAMIZADO AC22		CONFORME			UNE- 12697-2
EQUIPOS:9;7;52;11;5;4;8;49;65;363					
TAMIZ 9		0.06 mm			
TAMIZ 8		0.25 mm			
TAMIZ 7		0.50 mm			
TAMIZ 52		2.00 mm			
TAMIZ 11		4.00 mm			
TAMIZ 5		8.00 mm			
TAMIZ 4		16.00 mm			
TAMIZ 49		22.40 mm			
TAMIZ 65		31.50 mm			
Ensayo MARSHALL		19.7 KN			UNE EN_ 12697-34
EQUIPOS:150;178;77;81;285;216;172					
Tabla de correccion de estabilidad		483-495 => 1,09			
Estabilidad media		18.1 KN			
Estabilidad corregida media		19.7 KN			
Deformacion media		2.67 mm			
Cociente Marshall		7.4 kN/mm			
	Probeta 1	Deformacion	Estabilidad	Estabilidad Corregida	
	1	2.60 mm	18.2 KN	19.8 KN	
	2	2.80 mm	18.4 KN	20.1 KN	
	3	2.60 mm	17.6 KN	19.2 KN	
Densidad de partículas (gruesos - finos)		2.66 Mg/m3			EN 1097-6 anexo A (apdo. A4)

- AC22 0.5% Características básicas (3/4)

 		Informe de ensayo				
Productor : ABANILLA (MURCIA) Asfalto : AC 22 BIN 70/100 S Capas : Intermedia Tipo : Calizo		Cliente : PROYECTO REUTILIZACION PLASTICOS EN MB				
Página 39, impreso el miércoles, 07 de noviembre de 2012						
Laboratorio	P. LOS TRES SANTOS S/N. ABANILLA(MURCIA)					
Muestra n° E2304009	26/10/2012 (Realizado el 30/10/2012)					
Clase de áridos	0/22 mm					
Hecho por	JAVIER					
Referencia	EN13108-21 Control de Producción de Aglomerado - Referencia Productor					
Observaciones internas	CON APORTACION DE RESIDUOS PLASTICOS AL 0.5%					
Observaciones						
ENSAYOS		Mínimo	Valor	Máximo	Val.teó.	Norma
EQUIPOS:363;55;178						
picnometro+pieza+muele			771.0 g			
M1+muestra de ensayo			1586.0 g			
M2+agua o disolvente			2370.0 g			
Volumen picnometro			1092 ml			
Temperatura			22 °C			
Densidad agua			997.8 kg/m3			
Sensibilidad al agua EN 12697-12 EN 12697-23			87.76 %			UNE EN-12697-12 & 23
EQUIPOS:180;150;363;81;171;225						
ITS Probetas seco media			1.636 MPa			
ITS Probetas humedo media			1.436 MPa			
ITSR			87.76 %			
Medida PS1	Medida PS2	Medida PS3	Medida PH1	Medida PH2	Medida PH3	
63.50 mm	63.60 mm	63.50 mm	63.70 mm	63.40 mm	63.60 mm	
63.50 mm	63.60 mm	63.50 mm	63.70 mm	63.40 mm	63.60 mm	
63.50 mm	63.60 mm	63.50 mm	63.70 mm	63.40 mm	63.60 mm	
63.50 mm	63.60 mm	63.50 mm	63.70 mm	63.40 mm	63.60 mm	
Altura Media PS1	Altura Media PS2	Altura Media PS3	Altura Media PH1	Altura Media PH2	Altura Media PH3	
63.50 mm	63.60 mm	63.50 mm	63.70 mm	63.40 mm	63.60 mm	
Diam Sup PS1	Diam Sup PS2	Diam Sup PS3	Diam Sup PH1	Diam Sup PH2	Diam Sup PH3	
101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	
Diam Inf PS1	Diam Inf PS2	Diam Inf PS3	Diam Inf PH1	Diam Inf PH2	Diam Inf PH3	
101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	
Diam media PS1	Diam media PS2	Diam media PS3	Diam media PH1	Diam media PH2	Diam media PH3	
101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	101.50 mm	
Peso Prob en seco 1	Peso Prob en seco 2	Peso Prob en seco 3	Peso Prob humedo 1	Peso Prob humedo 2	Peso Prob humedo 3	
1145.00 g	1155.00 g	1152.00 g	1153.00 g	1153.00 g	1156.00 g	
Dens Prob seco 1	Dens Prob seco 2	Dens Prob seco 3	Dens Prob humedo 1	Dens Prob humedo 2	Dens Prob humedo 3	
2.23 Mg/m3	2.24 Mg/m3	2.24 Mg/m3	2.24 Mg/m3	2.25 Mg/m3	2.25 Mg/m3	
Carga de rotura PS1	Carga de rotura PS2	Carga de rotura PS3	Carga de rotura PH1	Carga de rotura PH2	Carga de rotura PH3	
16.77 KN	16.52 KN	16.42 KN	14.71 KN	14.38 KN	14.56 KN	
ITS Prob en seco 1	ITS Prob en seco 2	ITS Prob en seco 3	ITS Prob en humedo 1	ITS Prob en humedo 2	ITS Prob en humedo 3	
1.656 MPa	1.630 MPa	1.621 MPa	1.448 MPa	1.422 MPa	1.436 MPa	
Tipo de rotura PS1	Tipo de rotura PS2	Tipo de rotura PS3	Tipo de rotura PH1	Tipo de rotura PH2	Tipo de rotura PH3	
Combinación	Combinación	Combinación	Combinación	Combinación	Combinación	
Envuelta PS1	Envuelta PS2	Envuelta PS3	Envuelta PH1	Envuelta PH2	Envuelta PH3	
Buena	Buena	Buena	Buena	Buena	Buena	
Aridos rotos PS1	Aridos rotos PS2	Aridos rotos PS3	Aridos rotos PH1	Aridos rotos PH2	Aridos rotos PH3	
No	No	No	No	No	No	
Contenido de ligante		3.70	4.00 %	4.30	4	UNE EN-12697-1 (MÉTODO B.2)
EQUIPOS:256;363;172						
Extracción de aglomerado			Conforme			UNE EN-12697-2

- AC22 0.5% Características básicas (4/4)



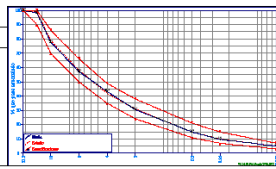

Informe de ensayo

Página 4/4, impreso el miércoles, 07 de noviembre de 2012

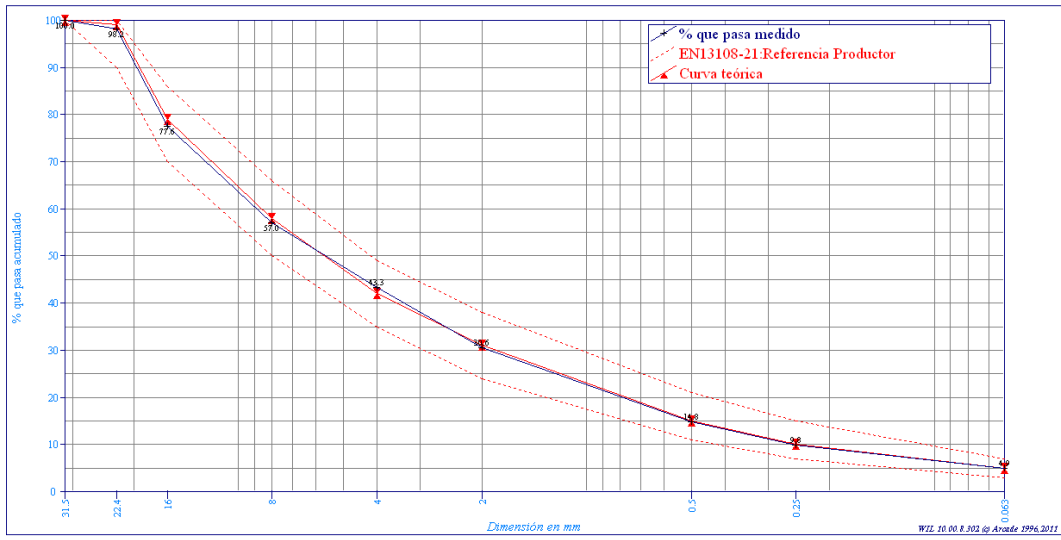
Productor : ABANILLA (MURCIA) **Cliente :** PROYECTO REUTILIZACION PLASTICOS EN MB
Asfalto : AC 22 BIN 70/100 S
Capas : Intermedia
Tipo : Calizo

Laboratorio	P. LOS TRES SANTOS S/N. ABANILLA(MURCIA)
Muestra nº B2304009	26/10/2012 (Realizado el 30/10/2012)
Clase de áridos	0/22 mm
Hecho por	JAVIER
Referencia	EN13108-21 Control de Producción de Aglomerado : Referencia Productor
Observaciones internas	CON APORTACION DE RESIDUOS PLASTICOS AL 0.5%
Observaciones	

ENSAYOS	Mínimo	Valor	Máximo	Val.teó.	Norma
EQUIPOS:363:172					
Relación Filler/Betún		1.23			



Análisis granulométrico						
Masa						
Tamiz (mm)	Mínimo	% que pasa	Máximo	Val.teó.		
31.500	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
22.400	90.00	98.20	100.00	100.00	99.00	99.00
16.000	70.00	77.60	86.00	86.00	79.00	79.00
8.000	50.00	57.00	66.00	66.00	58.00	58.00
4.000	35.00	43.30	49.00	49.00	42.00	42.00
2.000	24.00	30.60	38.00	38.00	31.00	31.00
0.500	11.00	14.80	21.00	21.00	15.00	15.00
0.250	7.00	9.80	15.00	15.00	10.00	10.00
0.063	3.00	4.90	7.00	7.00	5.00	5.00



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Elementos constituyentes de la superestructura tranviaria. Fuente: Elaboración propia a partir de [3]..... 11

Figura 1.2 Elementos constituyentes de la superestructura tranviaria. Detalle sistema de fijación del carril embebido. Fuente: Elaboración propia a partir de [4] 12

Figura 1.3 Las vías en placa con carril embebido permiten la circulación de vehículos no ferroviarios sobre la vía, incluso transversalmente a la misma. Fuente: [4]..... 12

Figura 1.4. Diferentes superficies de revestimiento de vías en placa Fuente: Elaboración propia a partir de diversas fuentes anónimas..... 14

Figura 1.5. Diferentes métodos que intentan disipar el ruido y las vibraciones Fuente: Elaboración propia a partir de diversas fuentes anónimas..... 15

Figura 1.6. Ejecución de la losa armada de base frente a compactación de una capa bituminosa en carretera. Fuente: Elaboración propia a partir de diversas fuentes anónimas 18

Figura 2.1 Componentes de una mezcla bituminosa. Fuente: [9] 21

Figura 2.2 Variación del módulo complejo. Fuente: [9]..... 24

Figura 2.3. Evacuación de aguas en las mezclas porosas. Fuente: [11]..... 25

Figura 2.4. Aspecto de los cuatro distintos tipos básicos de mezclas porosas. Fuente: [9]..... 26

Figura 2.5. Tipos de mezcla bituminosa en función de su curva granulométrica. Fuente: [9]..... 28

Figura 2.6 Esquemas estructurales de los modelos de Maxwell (izquierda) y de Kelvin-Voigt (derecha). Fuente: [13]..... 30

Figura 2.7 Comportamientos frente a ensayos suponiendo un modelo de comportamiento de Maxwell. Fuente: [13]..... 32

Figura 2.8. Comportamientos frente a ensayos suponiendo un modelo de comportamiento de Kelvin-Voigt. Fuente: [13]	33
Figura 2.9. Señal de vibración libre de diferentes materiales viscosos. Fuente: Elaboración propia	34
Figura 2.10. Ajuste de la curva envolvente a la señal de vibración libre. Fuente: Elaboración propia	35
Figura 2.11. Desfase temporal entre la señal de tensión y de deformación. Fuente: Elaboración propia	36
Figura 2.12. Comparación granulométrica entre las mezclas SMA y las BBTM. Fuente: [9]	43
Figura 2.13. Efecto del proceso de envejecimiento sobre la rigidez y viscosidad de una mezcla bituminosa. Fuente: [22]	47
Figura 2.14. Ejemplo de vía en placa (izquierda) y ejemplo de vía en balasto (derecha). Fuente: [23]	48
Figura 2.15. Carril tipo Phoenix (izquierda) y Vignole (derecha). Fuente: [24]	49
Figura 2.16. Vía con carril embebido de primera generación. Fuente: [24]	51
Figura 2.17. Vía con carril embebido de segunda generación. Fuente: [24]	52
Figura 2.18. Recubrimiento vertido in situ del carril mediante elastómero líquido. Fuente: [24]	53
Figura 2.19. Fijación de los carriles junto con sus enchaquetados para el posterior vertido del hormigón de recubrimiento. Fuente: [24]	54
Figura 2.20. Movimiento vertical para vía con placa de asiento de alta rigidez, $1,3 \times 10^9$ N/m. Fuente: [25]	59
Figura 2.21. Movimiento vertical para vía con placa de asiento de baja rigidez, 2×10^8 N/m. Fuente: [25]	59
Figura 2.22. Ilustración del efecto de la rigidez de la placa de asiento en relación con el acoplamiento del movimiento del carril y las traviesas y el amortiguamiento de las ondas propagadas por el carril. Fuente: [25]	61
Figura 2.23. Extendido de mantas elásticas. Fuente: [31]	65
Figura 2.24. Vista panorámica del suelo cemento. Fuente: [33]	66

Figura 2.25. Encofrados para acanaladura en tranvía de Villajoyosa. Fuente: [27].....	67
Figura 2.26. Detalle del proceso de hormigonado de la losa. Fuente: [33].....	68
Figura 2.27. Detalle del proceso de soldadura del carril. Fuente: [33].....	69
Figura 2.28. Detalle del proceso de colocación del carril. Fuente: [33]	70
Figura 2.29. Detalle de la alineación mediante contracuñas. Fuente: [33].....	71
Figura 2.30. Preparación y vertido del Corkelast. Fuente: [31].....	72
Figura 2.31. Imagen tras el vertido del Corkelast. Desencofrado. Fuente: [31]	72
Figura 2.32. Acabado con adoquines. Fuente: [31]	73
Figura 2.33. Acabado con asfalto. Fuente: [31].....	73
Figura 2.34. Acabado con césped. Fuente: [31]	74
Figura 2.35. Acabado con hormigón impreso. Fuente: [31].....	74
Figura 2.36. Cruce vía-tranvía con capa superior de asfalto. Fuente: [34]	76
Figura 2.37. Imagen de un cruce vía-tranvía en funcionamiento. Fuente: [35]	77
Figura 2.38. Asfaltado manual de un cruce vía-tranvía. Fuente: [35]	77
Figura 2.39. Ejemplo de composición de firme para tranvía. Tipología de vía 2. Fuente: [34].....	79
Figura 2.40. Composición de firme para tranvía. Tipología de vía 2. Fuente: [34]	79
Figura 2.41. Composición de firme para tranvía. Ejemplo de capa de base en asfalto. Fuente: [34]	80
Figura 2.42. Roderas en una plataforma reservada con pavimento de asfalto. Fuente: [36].....	81
Figura 2.43. Ejemplo de composición de firme para tranvía. Fuente: [35].....	82
Figura 2.44. Composición de firme para tranvía “The Rheda City design”. Fuente: [37].....	83
Figura 2.45. Asfaltado manual de la capa superior. Sistema “The Rheda City”. Fuente: [37].....	84
Figura 2.46. Composición de firme para tranvía. Fuente: [34].....	84
Figura 2.47. Asfaltado con maquinaria pequeña del hueco entre carriles. Fuente: [40].....	86

Figura 2.48. Tranvía Bombardier serie 4200. Fuente: [43]	90
Figura 2.49. Imagen del Tren-Tram de Alicante. Fuente [43]	91
Figura 2.50. Tram Vossloh 4100. Fuente: [43].....	92
Figura 2.51. Tranvía de Madrid. Citadis 302 de Alstom. Fuente: [43]	93
Figura 2.52. Imagen del tranvía de Sevilla Urbos III. Fuente: [44]	98
Figura 2.53. Deflexiones originadas en carril en un instante determinado debidas a la carga “cuasi-estática”. Fuente: [45].....	100
Figura 2.54. Espectro en términos de desplazamiento para un tren pasando a 100 km/h. Fuente: [45].....	101
Figura 2.55. Cambio de rigidez en las transiciones de vía. Fuente: [46].....	102
Figura 2.56. Simulación de frecuencia y de velocidad debidas a la carga cuasi-estática, a la onda de avance y a las irregularidades rueda-carril. Fuente: [46] ...	104
Figura 3.1 Esquema general del montaje. Fuente: Elaboración propia	111
Figura 3.2 Frecuencia correspondiente al primer modo de vibración. Fuente: Elaboración propia.....	114
Figura 3.3 Frecuencia correspondiente al segundo modo de vibración. Fuente: Elaboración propia.....	114
Figura 3.4 Frecuencia correspondiente al tercer modo de vibración. Fuente: Elaboración propia.....	114
Figura 3.5 Frecuencia correspondiente al cuarto modo de vibración. Fuente: Elaboración propia.....	114
Figura 3.6 Frecuencia correspondiente al quinto modo de vibración. Fuente: Elaboración propia.....	115
Figura 3.7 Frecuencia correspondiente al quinto modo de vibración. Fuente: Elaboración propia.....	115
Figura 3.8 Resultados teóricos de la relación fuerza-desplazamiento en un ensayo a tracción indirecta de una mezcla bituminosa sin envejecer (izquierda) y envejecida (derecha). Fuente: Elaboración propia.....	122
Figura 3.9 Coste económico estimado para cada dosificación. Fuente: Elaboración propia.....	132

Figura 3.10 Coste económico estimado para cada dosificación. Fuente: Elaboración propia.....	137
Figura 4.1 Ángulo de fase para cada una de las dosificaciones compuestas por NFU. Resultados para diferentes niveles de deformación en cada ciclo. Fuente: Elaboración propia.....	143
Figura 4.2 Factor de amortiguamiento para cada una de las dosificaciones compuestas por NFU. Resultados para diferentes niveles de deformación en cada ciclo. Fuente: Elaboración propia.....	144
Figura 4.3 Módulo de rigidez para cada dosificación ensayada. Fuente: Elaboración propia.....	145
Figura 4.4 Pendiente de la deformación permanente, la sensibilidad al agua, la densidad y los huecos para cada dosificación. Fuente: Elaboración propia.....	146
Figura 4.5 Ángulo de fase para las primeras dosificaciones ensayadas de comprobación. Fuente: Elaboración propia.....	151
Figura 4.6 Ángulo de fase obtenido para cada una de las dosificaciones ensayadas con 50 $\mu\epsilon$ hasta ahora. Diferencia entre dosificaciones con NFU y plastómeros. Fuente: Elaboración propia.....	152
Figura 4.7 Factor de amortiguamiento para las dosificaciones iniciales con plastómeros. Fuente: Elaboración propia.....	152
Figura 4.8 Ángulo de fase para todas las dosificaciones que incluyen plastómeros. Fuente: Elaboración propia.....	153
Figura 4.9 Ángulo de fase para las dosificaciones pertenecientes a la mezcla AC22 para diferentes valores de la deformación en cada ciclo de carga. Fuente: Elaboración propia.....	154
Figura 4.10 Ángulo de fase para las dosificaciones pertenecientes a la mezcla SMA16 para diferentes valores de la deformación en cada ciclo de carga. Fuente: Elaboración propia.....	155
Figura 4.11 Factor de amortiguamiento para las dosificaciones pertenecientes a la mezcla AC22 para diferentes valores de la deformación en cada ciclo de carga. Fuente: Elaboración propia.....	156

- Figura 4.12 Factor de amortiguamiento para las dosificaciones pertenecientes a la mezcla SMA16 para diferentes valores de la deformación en cada ciclo de carga. Fuente: Elaboración propia 156
- Figura 4.13 Representación del movimiento oscilatorio de un sistema vibratorio de un grado de libertad libre y amortiguado. Fuente: Elaboración propia 158
- Figura 4.14 Amplitud máxima de vibración. Fuente: Elaboración propia 159
- Figura 4.15 Aceleración máxima positiva. Fuente: Elaboración propia 159
- Figura 4.16 Ejemplo de ajuste de la envolvente de la curva oscilatoria. Fuente: Elaboración propia 161
- Figura 4.17 Comparación de los factores de amortiguamiento obtenidos por el ensayo experimental con los obtenidos por el ángulo de fase para la mezcla AC22 sin envejecer. Fuente: Elaboración propia 163
- Figura 4.18 Comparación de los factores de amortiguamiento obtenidos por el ensayo experimental con los obtenidos por el ángulo de fase para la mezcla SMA sin envejecer. Fuente: Elaboración propia 163
- Figura 4.19 Factor de amortiguamiento inicial y envejecido de la mezcla SMA para las dosificaciones con diferentes porcentajes de plastómeros. Fuente: Elaboración propia 165
- Figura 4.20 Factor de amortiguamiento inicial y envejecido de la mezcla AC22 para las dosificaciones con diferentes porcentajes de plastómeros. Fuente: Elaboración propia 166
- Figura 4.21 Factor de amortiguamiento inicial de las mezclas SMA y AC22 para las dosificaciones con diferentes porcentajes de plastómeros. Fuente: Elaboración propia 167
- Figura 4.22 Factor de amortiguamiento de las mezclas SMA y AC22 envejecidas para las dosificaciones con diferentes porcentajes de plastómeros. Fuente: Elaboración propia 167
- Figura 4.23 Porcentaje de variación del factor de amortiguamiento de las mezclas SMA y AC22 envejecidas para las dosificaciones con diferentes porcentajes de plastómeros. Fuente: Elaboración propia 168
- Figura 4.24 Rigidez tangente de la mezcla PA (con un 0.5 % de contenido en plastómeros) inicial y envejecida. Fuente: Elaboración propia 169

Figura 4.25 Rigidez tangente de la mezcla AC22 inicial y envejecida para dosificaciones con diferentes porcentajes de plastómeros. Fuente: Elaboración propia.....	170
Figura 4.26 Rigidez tangente de la mezcla SMA inicial y envejecida para dosificaciones con diferentes porcentajes de plastómeros. Fuente: Elaboración propia.....	170
Figura 4.27 Variación de la rigidez tangente en el proceso de envejecimiento de las mezclas PA (azul), AC22 (rojo) y SMA (verde). Fuente: Elaboración propia.....	171
Figura 4.28 Módulo de rigidez para todas las dosificaciones que incluyen plastómeros. Fuente: Elaboración propia	172
Figura 4.29 Estabilidad y deformación Marshall, densidad relativa y porcentaje de huecos para cada dosificación. Fuente: Elaboración propia	173
Figura 4.30 Ángulo de fase para todas las dosificaciones que incluyen plastómeros. Fuente: Elaboración propia	174
Figura 4.31 Factor de amortiguamiento para las dosificaciones pertenecientes a la mezcla AC22 para diferentes valores de la deformación en cada ciclo de carga. Fuente: Elaboración propia.....	175
Figura 4.32 Factor de amortiguamiento para las dosificaciones pertenecientes a la mezcla SMA16 para diferentes valores de la deformación en cada ciclo de carga. Fuente: Elaboración propia.....	176
Figura 4.33 Variación de factor de amortiguamiento debido a un proceso de envejecimiento. Fuente: Elaboración propia	176
Figura 4.34 Valores de factores de amortiguamiento, para las mezclas AC22 y SMA, antes y después de envejecer. Fuente: Elaboración propia	177
Figura 4.35 Módulo de rigidez para todas las dosificaciones que incluyen plastómeros. Fuente: Elaboración propia	178
Figura 4.36 Variación de la rigidez tangente debida a un proceso de envejecimiento. Fuente: Elaboración propia	179
Figura 4.37 Estabilidad y deformación Marshall, densidad relativa y porcentaje de huecos para cada dosificación. Fuente: Elaboración propia	180

Figura 5.1. Diversas tipologías de carril tranviario (Ph37N) y ferroviario convencional (UIC54) embebido en vías en placa bituminosas. Fuente: Elaboración propia a partir de diversas fuentes anónimas.....	196
Figura 5.2. Soluciones y sistemas constructivos disponibles en la actualidad. Fuente: Elaboración propia.....	199
Figura 5.3. Propuesta inicial de la solución constructiva para la nueva vía en placa. Fuente: Elaboración propia.....	200
Figura 5.4 Sobrecanchos y dimensiones habituales para canaletas de elastómero líquido y carril Ph37N. Fuente: Elaboración propia a partir de [52].....	201
Figura 5.5. Disposición de las diferentes metodologías de aligeramiento de la canaleta con elastómero líquido y carril de tipo Phoenix o de garganta. Fuente: Elaboración propia a partir de diversas fuentes anónimas.....	201
Figura 5.6 Posición y distribución de la carga horizontal en la sección transversal central. Fuente: Elaboración propia.....	204
Figura 5.7. Sección de estudio. Fuente: Elaboración propia.....	205
Figura 5.8. Ejemplo de distribución de deformaciones unitarias transversales en la capa de mezcla convencional y losa inferior de mezcla bituminosa. Fuente: Elaboración propia.....	206
Figura 5.9. Comparación de las máximas deformaciones horizontales de tracción en la fibra inferior de la losa bituminosa, en función del tipo de mezcla y de la altura de escalón. Fuente: Elaboración propia.....	207
Figura 5.10. Comparación de las máximas deformaciones horizontales de tracción en la zona de la acanaladura de la losa bituminosa, en función del tipo de mezcla y de la altura de escalón. Fuente: Elaboración propia.....	208
Figura 5.11. Ejemplo de distribución de tensiones transversales en la capa de rodadura mezcla convencional y losa inferior de mezcla bituminosa. Fuente: Elaboración propia.....	209
Figura 5.12. Comparación de las máximas tensiones horizontales de tracción en la fibra inferior de la losa bituminosa, en función del tipo de mezcla y de la altura de escalón. Fuente: Elaboración propia.....	209
Figura 5.13. Ejemplo de distribución de tensiones tangenciales en losa inferior de mezcla bituminosa. Fuente: Elaboración propia.....	210

Figura 5.14. Comparación de las máximas tensiones tangenciales en el contacto entre la capa de mezcla convencional y la losa bituminosa, en función del tipo de mezcla y de la altura de escalón. Fuente: Elaboración propia	211
Figura 5.15. Localización del tramo de pruebas en “Poble Espanyol” Fuente: Google Earth	214
Figura 5.16. Paso a nivel y transición vía en placa-balasto Fuente: Elaboración propia.....	215
Figura 5.17. Esquema del vehículo Vossloh 4100. Fuente: [55]	215
Figura 5.18. Porcentaje de fatiga consumida de la capa de mezcla bituminosa tipo SMA para diferentes espesores y diferentes calidades de explanada. Fuente: Elaboración propia.....	216
Figura 5.19. Porcentaje de fatiga consumida de la capa de mezcla bituminosa tipo AC22 para diferentes espesores y diferentes calidades de explanada. Fuente: Elaboración propia.....	216
Figura 5.20. Porcentaje de fatiga consumida de la capa de zahorra artificial, en el caso de mezcla bituminosa tipo SMA, para diferentes espesores y diferentes calidades de explanada. Fuente: Elaboración propia.....	217
Figura 5.21. Porcentaje de fatiga consumida de la capa de zahorra artificial, en el caso de mezcla bituminosa tipo AC22, para diferentes espesores y diferentes calidades de explanada. Fuente: Elaboración propia.....	217
Figura 5.22. Porcentaje de fatiga consumida de la capa de explanada, en el caso de mezcla bituminosa tipo SMA, para diferentes espesores y diferentes calidades de explanada. Fuente: Elaboración propia.....	218
Figura 5.23. Porcentaje de fatiga consumida de la capa de explanada, en el caso de mezcla bituminosa tipo AC22, para diferentes espesores y diferentes calidades de explanada. Fuente: Elaboración propia.....	218
Figura 5.24. Espesores mínimos de la mezcla bituminosa que cumplen el criterio establecido de consumir menos del 100 % de la fatiga, para una vida útil de 50 años y para el tramo de estudio. Fuente: Elaboración propia	219
Figura 5.25. Esquema de secciones tipo. Fuente: Elaboración propia	220
Figura 5.26. Esquema de planteamiento de longitud de banco de pruebas. Fuente: Elaboración propia.....	221

Figura 5.27. Aceleraciones verticales. Mezcla bituminosa SMA. Longitud del tramo de 36 m. Fuente: Elaboración propia	222
Figura 5.28. Desplazamientos verticales en cabeza de carril. Mezcla bituminosa tipo SMA. Fuente: Elaboración propia	223
Figura 5.29. Desplazamientos verticales en cabeza de carril. Mezcla bituminosa tipo AC22. Fuente: Elaboración propia	224
Figura 5.30. Separación de traviesas en la transición de balasto con vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia	224
Figura 5.31. Comparación de desplazamientos verticales en cabeza de carril para diferentes longitudes de cuñas, cuyo espesor es de 5 cm. Mezcla bituminosa tipo SMA. (0x0 = sin cuña; 5x100 = cuña de 5 cm de espesor y 100 cm de longitud; 5x340 = cuña de 5 cm de espesor y 340 cm de longitud; 5x600 = cuña de 5 cm de espesor y 600 cm de longitud). Fuente: Elaboración propia	225
Figura 5.32. Comparación de desplazamientos verticales en cabeza de carril para diferentes longitudes de cuñas, cuyo espesor es de 15 cm. Mezcla bituminosa tipo AC22. (0x0 = sin cuña; 15x100 = cuña de 15 cm de espesor y 100 cm de longitud; 15x340 = cuña de 15 cm de espesor y 340 cm de longitud; 15x600 = cuña de 15 cm de espesor y 600 cm de longitud). Fuente: Elaboración propia	226
Figura 5.33. Transición entre vía en placa de hormigón y vía en placa bituminosa. Fuente: elaboración propia.	226
Figura 5.34. Transición vía en placa de hormigón-vía en placa de mezcla bituminosa-vía en balasto. Fuente: Elaboración propia	228
Figura 5.35. Transición vía en placa bituminosa-vía en balasto. Fuente: Elaboración propia	229
Figura 5.36. Planificación de ensayos. Fuente: Elaboración propia	230
Figura 5.37. Esquema de la Configuración I: transición Balasto-vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia	231
Figura 5.38. Posición y tipos de acelerómetros medida I. Fuente: elaboración propia	232
Figura 5.39. Sección 1 sobre vía en placa bituminosa. Fuente: elaboración propia	232
Figura 5.40. Sección 2 en vía en balasto. Fuente: elaboración propia	233

Figura 5.41. Secciones 2 y 3 en vía en balasto. Fuente: elaboración propia.....	233
Figura 5.42. Esquema de la configuración I: Transición vía en placa bituminosa- vía en placa de hormigón. Fuente: elaboración propia.....	234
Figura 5.43. Posición y tipos de acelerómetros medida II. Fuente: elaboración propia.....	234
Figura 5.44. Sección 4 sobre vía en placa de hormigón. Fuente: elaboración propia	235
Figura 5.45. Sección 5 sobre vía en placa bituminosa. Fuente: elaboración propia	235
Figura 5.46. Disposición de los equipos para la instrumentación. Fuente: elaboración propia	236
Figura 5.47. Colocación de los acelerómetros y cableado de los mismo a los portátiles. Fuente: elaboración propia.....	236
Figura 5.48. Circulación de los trenes por el tramo de pruebas. Registros de aceleraciones. Fuente: elaboración propia	237
Figura 5.49. Disposición de los equipos. Fuente: elaboración propia.....	237
Figura 5.50. Colocación de los acelerómetros. Uniones acelerómetros-pletinas. Fuente: elaboración propia	238
Figura 5.51. Circulaciones por el tramo de pruebas. Registro de aceleraciones. Fuente: elaboración propia	238
Figura 5.52. Display del programa Fast Tracer. Fuente: elaboración propia.....	241
Figura 5.53. Display del software de tratamiento de datos FAMOS. Fuente: elaboración propia	242
Figura 5.54. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro A, sección 1 (0.20 m del carril) vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.	244
Figura 5.55. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro B, sección 1 (0.70 m del carril) Via en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.	245
Figura 5.56. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro C, Sección 2, BALASTO-TRANSICIÓN, en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.....	246

- Figura 5.57. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro D, Sección 2, BALASTO-TRANSICIÓN, sobre la traviesa de hormigón. Fuente: Elaboración propia..... 247
- Figura 5.58. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro A, Sección 1 (0.20 cm del carril), vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia..... 249
- Figura 5.59. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro B, Sección 1 (0.70 cm), vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia. 250
- Figura 5.60. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro C, Sección 2, BALASTO-TRANSICIÓN. Fuente: Elaboración propia. 251
- Figura 5.61. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro D, Sección 2, BALASTO-TRANSICIÓN. Fuente: Elaboración propia. 252
- Figura 5.62. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro E, Sección 3, BALASTO. Fuente: Elaboración propia. 253
- Figura 5.63. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro F, Sección 3, BALASTO. Fuente: Elaboración propia. 254
- Figura 5.64. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro A, Sección 4 (0.20 cm), VÍA EN PLACA HORMIGÓN. Fuente: Elaboración propia..... 256
- Figura 5.65. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro B, Sección 4 (0.70 cm), VÍA EN PLACA HORMIGÓN. Fuente: Elaboración propia. 257
- Figura 5.66. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro C, Sección 5, Vía en placa bituminosa-transición. Fuente: Elaboración propia. 258
- Figura 5.67. Registro de aceleraciones: Acelerómetro D, Sección 5 (0.70 cm), Vía en placa bituminosa-Transición. Fuente: Elaboración propia..... 259
- Figura 5.68. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro E, Sección 6 (0.20 cm), vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia. 260
- Figura 5.69. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro A, Sección 4 (0.20 cm), VÍA EN PLACA HORMIGÓN. Fuente: Elaboración propia..... 262
- Figura 5.70. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro B, Sección 4 (0.7 cm), VÍA EN PLACA HORMIGÓN. Fuente: Elaboración propia. 263
- Figura 5.71. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro C, Sección 5 (0.20 cm), vía en placa bituminosa-transición. Fuente: Elaboración propia..... 264

Figura 5.72. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro D, Sección 5 (0.70 cm), vía en placa bituminosa-transición. Fuente: Elaboración propia.....	265
Figura 5.73. Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro E, Sección 6 (0.20 cm), vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.	266
Figura I.1. Estado previo de los diversos sistemas existentes en el tramo de actuación y ejecución del tramo de pruebas. Fuente: Elaboración propia.....	284
Figura I.2. Compatibilización de los trabajos ejecutados con la circulación ferroviaria mediante la figura de piloto de seguridad. Fuente: Elaboración propia	285
Figura I.3. Señalización ferroviaria para advertir de la presencia de los trabajos del tramo de pruebas. Fuente: Elaboración propia.....	285
Figura I.4. Levantamiento topográfico del estado actual de la vía a modificar y el entorno de ejecución del tramo de pruebas. Fuente: Elaboración propia.....	286
Figura I.5. Realización de catas y desinstalación de los sistemas existentes (circuitos de vía y balizas). Fuente: Elaboración propia	287
Figura I.6. Acopio de material granular y retirada de los adoquines de la vía en placa de hormigón. Fuente: Elaboración propia.....	288
Figura I.7. Cortes previos en los emparrillados y retirada de la zona de actuación. Fuente: Elaboración propia.....	289
Figura I.8. Retirada de la banqueta de balasto existente hasta la plataforma. Fuente: Elaboración propia.....	289
Figura I.9. Extensión, riego y compactación de la capa de zahorras artificiales. Fuente: Elaboración propia.....	290
Figura I.10. Realización del ensayo de placa de carga dinámica sobre las zahorras artificiales. Fuente: Elaboración propia.....	291
Figura I.11. Replanteo y ejecución de la losa de transición entre la vía en placa de hormigón y la vía de mezcla bituminosa. Fuente: Elaboración propia	292
Figura I.12. Comprobación de cotas y marcaje de cotas para las mezclas bituminosas. Fuente: Elaboración propia	292
Figura I.13. Extensión, nivelación y compactación de las mezclas bituminosas SMA20. Fuente: Elaboración propia.....	293

Figura I.14. Rozado de la losa SMA20 con rozadora para la ejecución de los cajetines de embebido de los carriles Ph37N. Fuente: Elaboración propia.....	294
Figura I.15. Acopio de carriles Ph37N y soldadura intermedia exterior. Fuente: Elaboración propia.....	294
Figura I.16. Ejecución de las rozas para la instalación de circuitos de vía y balizas. Fuente: Elaboración propia.....	295
Figura I.17. Instalación de los circuitos de vía en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.....	295
Figura I.18. Colocación de los adoquines sobre el alma del carril previo a su fijación y embebido. Fuente: Elaboración propia	296
Figura I.19. Operaciones de nivelación, alineación y prefijado de los carriles en su posición definitiva. Fuente: Elaboración propia.....	297
Figura I.20. Soldadura aluminotérmica de la transición con la vía en balasto. Fuente: Elaboración propia.....	298
Figura I.21. Comprobación de los parámetros de vía previa a la fijación con elastómero. Fuente: Elaboración propia	298
Figura I.22. Batido y vertido del elastómero líquido en los cajetines para embebido. Fuente: Elaboración propia	299
Figura I.23. Finalización del vertido del elastómero líquido en los cajetines. Fuente: Elaboración propia.....	299
Figura I.24. Instalación y comprobación de las balizas ASFA/ATP. Fuente: Elaboración propia.....	300
Figura I.25. Pruebas iniciales con tráfico ferroviario en pruebas. Fuente: Elaboración propia.....	301

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Cuadro resumen de las principales características de distintos modos de transporte. Fuente: [1].....	10
Tabla 2.1. Clasificaciones estudiadas en función de los distintos parámetros considerados. Fuente: [10].....	29
Tabla 2.2. Características técnicas de la Serie 3800. Fuente: [43]	89
Tabla 2.3. Características técnicas de la Serie 4200. Fuente: [43]	90
Tabla 2.4. Características técnicas de la Serie 4100. Fuente: [43]	92
Tabla 2.5. Características técnicas del Citadis 302 de Alstom de Barcelona. Fuente: [43].....	93
Tabla 2.6. Características técnicas del Citadis 302 de Alstom de Tenerife. Fuente: [43].....	94
Tabla 2.7. Características técnicas del Citadis 302 de Alstom de Madrid, Parla y Murcia. Fuente: [43]	94
Tabla 2.8. Características técnicas de tranvías articulados de CAF de Sevilla, Metro Centro y Vélez-Málaga. Fuente: [43].....	95
Tabla 2.9. Características técnicas Urbos I de CAF. Fuente: [43].....	96
Tabla 2.10. Características técnicas Urbos II de CAF. Fuente: [43].....	97
Tabla 3.1. Diseño de experimentos ANOVA para dosificaciones con NFU. Fuente: Elaboración propia.....	130
Tabla 3.2. Precios base de cada componente. Fuente: Elaboración propia a partir de los datos facilitados por Aglomerados los Serrano.....	131
Tabla 3.3. Proporción en la que se encuentra cada componente por tonelada de mezcla total. Dosificaciones con NFU. Fuente: Elaboración propia	131
Tabla 3.4. Coste económico estimado para cada dosificación. Fuente: Elaboración propia.....	132

Tabla 3.5. Precios base de cada componente. Fuente: Elaboración propia a partir de los datos facilitados por Aglomerados los Serrano.....	135
Tabla 3.6. Proporción en la que se encuentra cada componente por tonelada de mezcla total. Fuente: Elaboración propia.....	136
Tabla 3.7. Coste económico estimado para cada dosificación. Fuente: Elaboración propia.....	136
Tabla 4.1. Componentes de cada dosificación con NFU ensayada. Fuente: Elaboración propia.....	142
Tabla 4.2. Resultados de entrada para el análisis de la varianza ANOVA. Fuente: Elaboración propia.....	147
Tabla 4.3. Resultados de salida obtenidos a partir del STATGRAPHICS. Fuente: Elaboración propia.....	148
Tabla 4.4. Relación de dosificaciones, módulos de elasticidad y frecuencias propias de vibración en el primer modo. Fuente: Elaboración propia.....	162
Tabla 4.5. Resumen de resultados de los ensayos realizados a cada muestra. Fuente: Elaboración propia.....	181
Tabla 4.6. Valoración de cada dosificación según el Criterio I. Fuente: Elaboración propia.....	186
Tabla 4.7. Valoración de cada dosificación según el Criterio II. Fuente: Elaboración propia.....	187
Tabla 4.8. Valoración de cada dosificación según el Criterio III. Fuente: Elaboración propia.....	188
Tabla 4.9. Valoración de cada dosificación según el Criterio IV. Fuente: Elaboración propia.....	189
Tabla 4.10. Valoración de cada dosificación según el Criterio V. Fuente: Elaboración propia.....	190
Tabla 4.11. Valoración de cada dosificación según el Criterio V. Fuente: Elaboración propia.....	191
Tabla 4.12. Matriz de valoración. Fuente: Elaboración propia.....	192
Tabla 4.13. Matriz de dominación. Fuente: Elaboración propia.....	193

Tabla 4.14. Índice de Dominación. Fuente: Elaboración propia	194
Tabla 5.1. Espesores mínimos de la mezcla bituminosa que cumplen el criterio establecido de consumir menos del 100 % de la fatiga, para una vida útil de 30 años y para el tramo de estudio. Fuente: Elaboración propia	219
Tabla 5.2. Aceleraciones máximas y mínimas registradas para los diferentes casos planteados en la vía en placa bituminosa (SMA). Fuente: Elaboración propia...	222
Tabla 5.3. Aceleraciones máximas y mínimas registradas para los diferentes casos planteados en la vía en placa bituminosa (AC22). Fuente: Elaboración propia...	222
Tabla 5.4. Trenes registrados el Día 1 de medidas en la transición entre la vía en placa de mezcla bituminosa y la vía sobre balasto. Fuente: elaboración propia..	239
Tabla 5.5. Trenes registrados el Día 2 de medidas en la transición entre la vía en placa de hormigón y la vía en placa de mezcla bituminosa. Fuente: elaboración propia.....	240
Tabla 5.6. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro A, sección 1 (0.20 m del carril) vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.....	244
Tabla 5.7. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro B, sección 1 (0.70 m del carril) Vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.....	245
Tabla 5.8. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro C, Sección 2, BALASTO-TRANSICIÓN, en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.....	246
Tabla 5.9. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro D, Sección 2, BALASTO-TRANSICIÓN, sobre la traviesa de hormigón. Fuente: Elaboración propia.	247
Tabla 5.10. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro A, Sección 1 (0.20 cm del carril), vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.	249
Tabla 5.11. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro B, Sección 1 (0.70 cm), vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.....	250

Tabla 5.12. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro C, Sección 2, BALASTO-TRANSICIÓN. Fuente: Elaboración propia.	251
Tabla 5.13. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro D, Sección 2, BALASTO-TRANSICIÓN. Fuente: Elaboración propia.	252
Tabla 5.14. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro E, Sección 3, BALASTO. Fuente: Elaboración propia.	253
Tabla 5.15. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro F, Sección 3, BALASTO. Fuente: Elaboración propia.....	254
Tabla 5.16. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro A, Sección 4 (0.20 cm), VÍA EN PLACA HORMIGÓN. Fuente: Elaboración propia.	256
Tabla 5.17. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro B, Sección 4 (0.70 cm), VÍA EN PLACA HORMIGÓN. Fuente: Elaboración propia.	257
Tabla 5.18. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro C, Sección 5, Vía en placa bituminosa-transición. Fuente: Elaboración propia.	258
Tabla 5.19. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro D, Sección 5 (0.70 cm), Vía en placa bituminosa-Transición. Fuente: Elaboración propia.	259
Tabla 5.20. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro E, Sección 6 (0.20 cm), vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.	260
Tabla 5.21. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro A, Sección 4 (0.20 cm), VÍA EN PLACA HORMIGÓN. Fuente: Elaboración propia.	262
Tabla 5.22. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro B, Sección 4 (0.7 cm), VÍA EN PLACA HORMIGÓN. Fuente: Elaboración propia.	263

Tabla 5.23. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro C, Sección 5 (0.20 cm), vía en placa bituminosa-transición. Fuente: Elaboración propia.....	264
Tabla 5.24. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro D, Sección 5 (0.70 cm), vía en placa bituminosa-transición. Fuente: Elaboración propia.....	265
Tabla 5.25. Conclusiones obtenidas a partir del registro gráfico de aceleraciones: Acelerómetro E, Sección 6 (0.20 cm), vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.....	266
Tabla 5.26. Valores de pico máximos para los acelerómetros ubicados a 0.7 m del carril, tanto en vía en placa de hormigón, como mezcla bituminosa. Fuente: Elaboración propia.....	268
Tabla 5.27. Valores de pico absolutos máximos para los acelerómetros ubicados a 0.7 m del carril, tanto en vía en placa de hormigón, como vía en placa bituminosa. Fuente: Elaboración propia.....	268
Tabla 5.28. Valores medios, en promedio, para los acelerómetros ubicados a 0.7 m del carril, tanto en vía en placa de hormigón, como bituminosa. Fuente: Elaboración propia.....	269
Tabla 5.29. Tiempos de cola de disipación de aceleraciones en los acelerómetros a 0.7 m del carril, tanto en vía en placa de hormigón, como bituminosa. Fuente: Elaboración propia.....	270
Tabla 6.1. Resultados más significativos de los ensayos realizados en laboratorio. Fuente: Elaboración propia.....	276
Tabla 6.2. Valores medios, en promedio, para los acelerómetros ubicados a 0.7 m del carril, tanto en vía en placa de hormigón, como bituminosa. Fuente: Elaboración propia.....	276
Tabla 6.3. Tiempos de cola de disipación de aceleraciones en los acelerómetros a 0.7 m del carril, tanto en vía en placa de hormigón, como bituminosa. Fuente: Elaboración propia.....	277
Tabla 6.4. Coste metro lineal de placa de mezcla bituminosa para una anchura de 3 m. Fuente: Elaboración propia	277

Tabla 6.5. Coste metro líneal de placa de mezcla bituminosa para una anchura de 3 m. Fuente: Elaboración propia 277

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Manual de tranvías, metros ligeros y sistemas de plataforma reservada. Zamorano, C., Bigas, J.M., Sastre, J. (2006). Consorcio Regional de Transportes de Madrid
- [2] Carmona, G. (2015). Informe especial: Tranvías y otros sistemas de transporte urbano. Revista CarrilBus. Recuperado de http://issuu.com/carrilbus/docs/informe_tranvias
- [3] Insa, R. y Real, J. (2008). Estado del arte y análisis de la tecnología de sistemas de carril embebido en el año 2008. Revista del Ferrocarril Vía Libre. Recuperado de: http://www.vialibre-ffe.com/PDF/ERS_23_09_2008def.pdf
- [4] Estudio informativo de integración del ferrocarril en Sant Feliu de Llobregat, Barcelona. (2008). Ministerio de Fomento, Dirección General de Ferrocarriles.
- [5] Van Lier, S. (2000). The vibro-acoustic modelling of slab track with embedded rails. *Journal of sound and vibration*, 231(3), 805-817.
- [6] Pallas, M. A., Lelong, J., & Chatagnon, R. (2011). Characterisation of tram noise emission and contribution of the noise sources. *Applied acoustics*, 72(7), 437-450.
- [7] Real, J., Zamorano, C., Asensio, T., & Real, T. (2013). 1115. Study of the mitigation of tram-induced vibrations on different track typologies. *Journal of Vibroengineering*, 15(4).
- [8] Jones, S., & Hunt, H. E. M. (2010). Simulating ground vibration from underground railways through subsiding soil layers. *Proceedings of the International Conference on Computing in Civil and Building Engineering*.
- [9] Instituto técnico de la vialidad y del transporte. (2010). Curso de mezclas bituminosas; dosificación, fabricación, puesta en obra y control de calidad basado en la Orden Circular 24/2008.
- [10] Bañón, L., & Beviá, J. (2000). Manual de Carreteras vol. 2: Construcción y mantenimiento. Ed. Enrique Ortiz e Hijos, contratista de obras, SA Alicante.

- [11] Kraemer, C., Pardillo, J. M., Rocci, S., Romana, M. G., Blanco, V. S., del Val, M. A. (2004). *Ingeniería de carreteras. Volumen II*. Ed. McGraw-Hill. ISBN: 84-481-3998-4.
- [12] Apuntes de la asignatura Caminos y Aeropuertos. (2010). Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidade da Coruña. Recurso on line recuperado de ftp://ceres.udc.es/ITS_Caminos/2_Ciclo/Caminos_y_Aeropuertos/Tema_6/6.7__MEZCLAS_BITUMINOSAS.pdf
- [13] Lemaitre, J. (Ed.). (2001). *Handbook of Materials Behavior Models, Three-Volume Set: Nonlinear Models and Properties (Vol. 1)*. Academic Press.
- [14] Rutherford, T., Wang, Z., Shu, X., Huang, B., & Clarke, D. (2014). Laboratory investigation into mechanical properties of cement emulsified asphalt mortar. *Construction and Building Materials*, 65, 76-83.
- [15] Biligiri, K. P. (2013). Effect of pavement materials' damping properties on tyre/road noise characteristics. *Construction and Building Materials*, 49, 223-232.
- [16] Gallego, J., & Prieto, J. N. (2004). Tipos de mezclas bituminosas con caucho de neumáticos. Experiencia española en la conservación de carreteras. Universidad Politécnica de Madrid. Recuperado de: http://www.crp.pt/docs/A11S96-pavimentos_34.pdf
- [17] Gallart, F. (2011). Evaluación en laboratorio de la durabilidad de mezclas bituminosas tipo SMA. (Tesina d'especialitat). Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona. Barcelona.
- [18] Sharma, V., & Goyal, S. (2006). Comparative study of performance of natural fibres and crumb rubber modified stone matrix asphalt mixtures. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(2), 134-139.
- [19] Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX. (2007). Manual de empleo de caucho de NFU en mezclas bituminosas. Recuperado de: http://www.cedex.es/NR/rdonlyres/27EDCC96-7C3A-42B5-96B7-F6B87D0BD3DF/116371/Manual_NFU.pdf
- [20] Bianchetto, H. D., Miró Recasens, J. R., & Pérez Jiménez, F. E. (2006). Resistencia al envejecimiento de las mezclas bituminosas en caliente: beneficios y limitaciones de la incorporación de filleres comerciales. Primera parte: estudios en base al método UCL.

- [21] Pallás, N. (2008). Estudio de mezclas bituminosas con fibra de celulosa. Universidad de Zaragoza. Recuperado de: <http://catedramln.unizar.es/index.php/apoyo-a-la-investigacion/curso-2008-2009/47-estudio-de-mezclas-bituminosas-con-fibra-de-celulosa>
- [22] Pérez, F. E., Recasens, R. M., Khalidi, M. A., & Walsh, C. M. (1998). Procedimientos funcionales para la caracterización de ligantes. Método SHRP y UCL. Carreteras: Revista técnica de la Asociación Española de la Carretera, (100), 39-48.
- [23] Ortega, J.M. (2005). Vía en placa para tranvía. Universidad de Alicante.
- [24] Insa, R. y Real, J. (2008). Estado del arte y análisis de la tecnología de sistemas de carril embebido en el año 2008. Revista del Ferrocarril Vía Libre. Recuperado de: http://www.vialibre-ffe.com/PDF/ERS_23_09_2008def.pdf
- [25] Thompson D. Railway Noise and vibration. Mechanisms, modeling and means of control. Elsevier. 2009.
- [26] Lupiáñez, S. A. (2009). Modelización de la interacción vía-tranvía (Tesis Doctoral), Universitat Politècnica de Catalunya. Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona. Barcelona.
- [27] Ente Gestor de la Red de Transportes y Puertos GTP. (2008). Proyecto Modificado nº 1. Instalaciones, señalización y enclavamientos para la situación transitoria del tramo Villajoyosa-Benidorm, del tranvía de la marina de Alicante.
- [28] López, A. (2006). El tranvía de Vélez-Málaga. Ferrocarriles de la Junta de Andalucía. Consejería de Obras Públicas y Transportes.
- [29] Recurso on line. (2013). http://www.ett.es/actividades/metro_1_baix.html
- [30] BASF Construction Chemicals. (2007). Obras del Tramo Jardín de Ayora-Marítimo de la Línea T4 de tranvía de Valencia.
- [31] Ente Gestor de la Red de Transportes y Puertos GTP. (2008). Proyecto Modificado nº1 de la Línea 2 del Tranvía de Alicante. Tramo 2.
- [32] Edilon)(sedra TRACKELAST (SCPM) FC442 Stray Current Protection Mat. (2015). Recurso on line recuperado de [http://es.jjgc.nl/page/37/edilon\)\(sedra+TRACKELAST+\(SCPM\)+FC442+Stray+Current+Protection+Mat.html](http://es.jjgc.nl/page/37/edilon)(sedra+TRACKELAST+(SCPM)+FC442+Stray+Current+Protection+Mat.html)
- [33] Mañas, R.L. (2010). Vía en placa: Proceso constructivo en entornos metropolitanos. (Tesis Doctoral). Escuela Técnica Superior de Ingenieros de

Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. Barcelona. Recuperado de <http://hdl.handle.net/2099.1/12635>

[34] Girnau, G., Krueger, F., Posch, S., Wagener, T. (2006). Proyecto FP6-31312: Urban Track. Recuperado de http://www.urbantrack.eu/images/site/deliverables/D0203_STUVA_M30.pdf

[35] El tranvía de Barcelona. (2014). Red de Trambesòs. Recurso on line recuperado de <http://www.tramvia.org/trambesos/via.htm>

[36] Instituto Nacional del Cemento y sus Aplicaciones IECA. (2011). Fichas Técnicas: Pavimentos de hormigón para plataformas reservadas de autobuses. Recuperado de [http://www.ciccp.es/ImgWeb/Castilla%20y%20Leon/Documentaci%C3%B3n%20T%C3%A9cnica/Pavimentos%20hormigon%20Plataformas%20Autobuses%20\(2011\).pdf](http://www.ciccp.es/ImgWeb/Castilla%20y%20Leon/Documentaci%C3%B3n%20T%C3%A9cnica/Pavimentos%20hormigon%20Plataformas%20Autobuses%20(2011).pdf)

[37] Rail One. (2011). The Rheda City Ballastless Track System. Recuperado de http://www.railone.com/fileadmin/daten/05-presse-medien/downloads/broschueren/en/Rheda_City_EN2011_ebook.pdf

[38] San Millán, O., García, E. (2008). Estudio Informativo de Integración del Ferrocarril en Sant Feliu de Llobregat (Barcelona). Recurso on line recuperado de <http://www.santfeliu.cat/directori/ProjecteSoterrament/Estudio%20Informativo%20Integracion%20del%20Ferrocarril%20en%20Sant%20Feliu%20de%20Llobregat/>

[39] Orden FOM/2523/2014, de 12 de diciembre, por la que se actualizan determinados artículos del pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes, relativos a materiales básicos, a firmes y pavimentos, y a señalización, balizamiento y sistemas de contención de vehículos. Boletín Oficial del Estado núm. 3, de 3 de enero de 2015.

[40] WorldHighways. (2008). The Vögele SUPER 800 placed some 80tonnes of asphalt mix for the bridge access areas. Recuperado de <http://www.worldhighways.com/categories/road-highway-structures/features/new-bridge-to-replace-old/>

[41] Mini asphalt paver mini paver. (2010). Small asphalt paver Pavijet MG7 attached on skid loader, how it works. Recuperado de <https://www.youtube.com/watch?v=p2iWmp95eNQ>

- [42] Orden FOM/3460/2003, de 28 de noviembre, por la que se aprueba la norma 6.1-IC "Secciones de firme", de la Instrucción de Carreteras. Publicado en el Boletín Oficial del Estado núm. 297, de 12 de diciembre de 2003.
- [43] Vía Libre. (2010). Dossier Tranvías en España. Recurso on line recuperado de <http://www.vialibre-ffe.com/pdf/6159.pdf>
- [44] CAF. (2015). Material rodante: Urbos. Recuperado de: http://www.caf.es/es/productos-servicios/familia/urbos/descripcion/gama_urbos.php
- [45] Thompson, D. (2008). Railway noise and vibration: mechanisms, modelling and means of control. Elsevier.
- [46] Esveld, C. (2001). Modern railway track. Delft University of Technology.
- [47] S. Odra, J.L. Fernandes, J. S. Ildfonso. Analysis of use of natural fibers and asphalt rubber binder in discontinuous asphalt mixtures. *Construction and Building Materials* 26 (2012) 13-20.
- [48] Real, J. I., Zamorano, C., Comendador, R., & Real, T. (2014). Computational considerations of 3-D finite element method models of railway vibration prediction in ballasted tracks. *Journal of Vibroengineering*, 16(4), 1709-1722.
- [49] Zaveri, K., Olesen, HP. (1972). Measurement of elastic modulus and loss factor of asphalt. *Bruël & Kjaer Technical Review*.
- [50] Ahmed, A. W., Biligiri, K. P., & Hakim, H. (2012). Development of computational methods to estimate phase angle of asphalt mixtures.
- [51] Base de precios PREOC. (2015). Recurso on line recuperado de <http://www.preoc.es/>
- [52] Edilon sedra ERS Embedded Rail System ERS-LR Rail Fastening System for tram, LRT and metro. (2014). Recurso on line recuperado de <https://www.edilonsedra.com/wp-content/force-download.php?file=uploads/2014/02/ERS-LR-ENGELS.pdf>
- [53] Norma de ensayo NLT 328/08: Evaluación de la adherencia entre capas de firme, mediante ensayo de corte. (2008). ISBN 9788477904847
- [54] Centro de Innovación del Transporte CENIT y Centro de Experimentación de las Obras Públicas CEDEX. (2008). Estudio del comportamiento a medio y largo

plazo de las estructuras ferroviarias de balasto y placa. Análisis de los costes de inversión asociados a cada sistema de vía.

[55] Foro Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana FGV. (2014). Recuperado de <http://www.forotrenes.com/>

[56] López, A. (2006). Infraestructuras Ferroviarias. Ediciones UPC.