



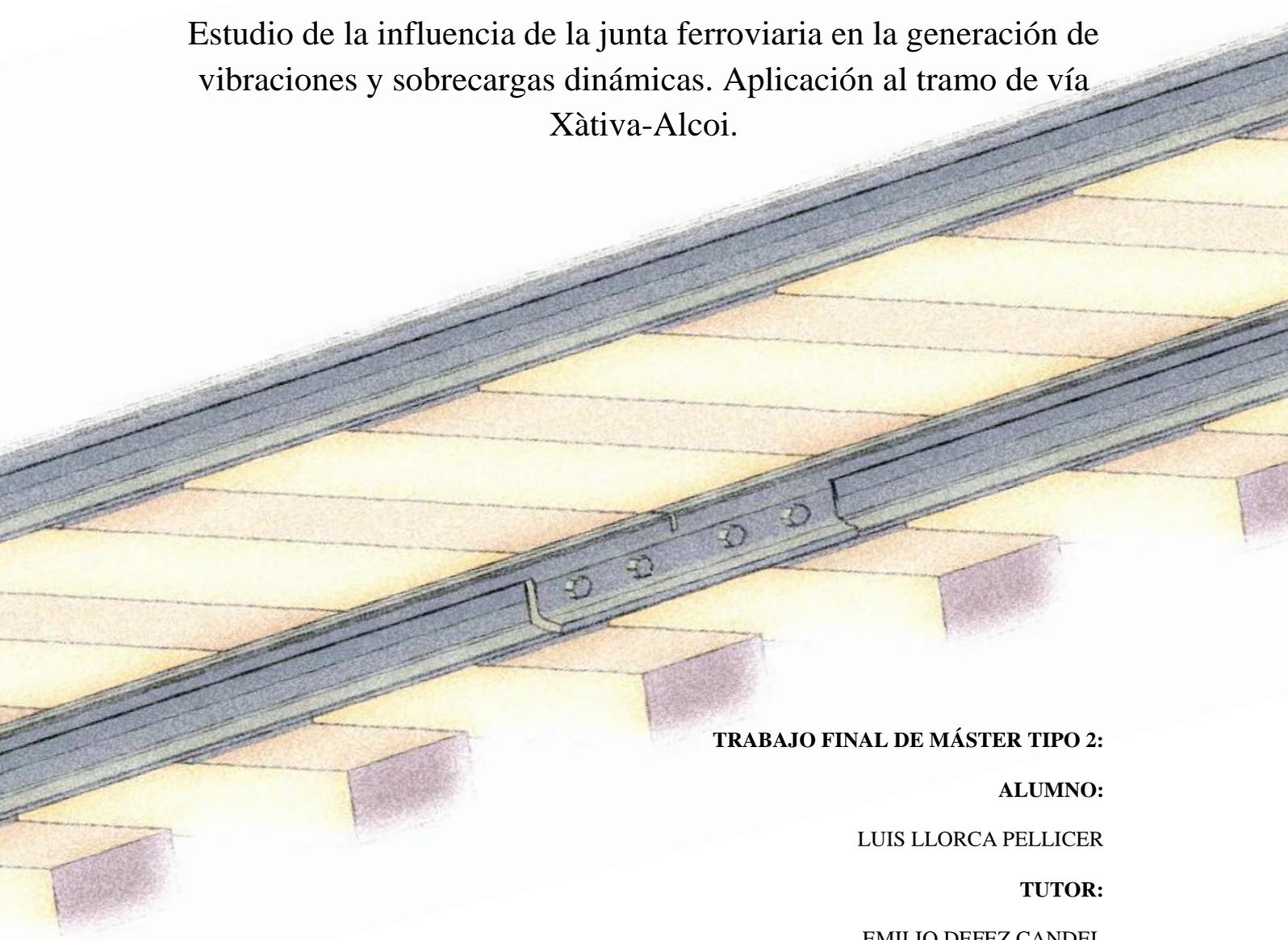
**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA
DE VALENCIA**



**ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES
Y PUERTOS**

MÁSTER EN TRANSPORTES, TERRITORIO Y URBANISMO

Estudio de la influencia de la junta ferroviaria en la generación de vibraciones y sobrecargas dinámicas. Aplicación al tramo de vía Xàtiva-Alcoi.



TRABAJO FINAL DE MÁSTER TIPO 2:

ALUMNO:

LUIS LLORCA PELLICER

TUTOR:

EMILIO DEFEZ CANDEL

COTUTORA:

JULIA IRENE REAL HERRÁIZ

JUNIO 2015

Agradecimientos

En primer lugar quiero agradecer tanto a mi tutor como en especial a mi cotutora, así como a los grandes profesionales con los que he tenido el placer de trabajar y de disfrutar del trabajo realizado, todo el apoyo y trato recibido, pues ha sido un verdadero placer realizar esta investigación con gente de tanto valor. En especial quería hacer hincapié en uno de los integrantes de ese gran grupo de personas, ahora ya amigos, pues ha sido mi mentor y gracias a él entre otros he conseguido aprender y disfrutar aprendiendo de lo que hacía, tú sabes que has sido un gran apoyo en determinados momentos.

Por otro lado quisiera agradecer a mis padres mi novia y mi hermana el apoyo incondicional que siempre me han transmitido, así como la paciencia que han tenido siempre.

Por último y no por ello menos importante quisiera agradecer a la UTE COMSA-AZVI en especial a Oscar y María José por gestionar y permitirnos realizar las mediciones para esta investigación.

“Gracias a todos vosotros de corazón, sin vuestra ayuda, nada de esto habría sido posible”.



UNIVERSIDAD
POLITECNICA
DE VALENCIA

Índice

Capítulo 1. Antecedentes y objeto del proyecto	1
1.1. Antecedentes.....	1
1.2. Introducción al trabajo a realizar	2
1.2.1. Objeto	2
1.2.3. Alcance y limitaciones.....	3
1.3 Objetivos e hipótesis.....	3
1.4. Metodología.....	4
1.4.1. Metodología de investigación.....	4
1.4.2. Metodología empleada en la redacción del documento.....	5
Capítulo 2. Estudio de las vibraciones ferroviarias.....	7
2.1. Introducción.....	7
2.2. Factores influyentes en la generación de vibraciones ferroviarias	8
2.2.1. Influencia de la velocidad y defectos estructurales	9
2.2.2. Influencia de la rigidez vertical de la vía.....	11
2.3. Origen de las excitaciones	14
2.3.1. Contacto hertziano:.....	14
2.3.2. Pequeños desperfectos	14
2.3.3. Vibraciones ocasionadas al paso de elementos fijos del tren y la vía	16
2.3.4. Danza de traviesas:	16
2.3.5. Onda de levante	17
2.3.6. Transiciones de vía	17
2.4. Transmisión de vibraciones	20
2.4.1. Propagación en un medio elástico homogéneo.....	22
2.4.2. Propagación en un medio estratificado.....	24
2.5. Efectos de las vibraciones	25
2.5.1. Efectos generales sobre la propia estructura.....	25
2.5.2. Efectos sobre las estructuras colindantes.....	27
2.5.3. Efectos sobre las personas	28
2.6. Introducción a las medidas de mitigación de ruido y vibraciones.....	28



Capítulo 3. Estado del arte	33
3.1. Reseña histórica del ferrocarril y los elementos finitos	33
3.1.1. Reseña del ferrocarril.....	33
3.1.2. Elementos finitos	34
3.2. Descripción del elemento a analizar	35
3.3. Estado del arte.....	39
3.3.1. Elementos finitos	39
3.3.2. Juntas ferroviarias.....	42
Capítulo 4. Ámbito de estudio	55
4.1. Línea Xàtiva-Alcoi	56
4.1.1. Historia de la línea.....	56
4.1.2. Descripción de la línea	58
Capítulo 5. Campaña de mediciones	61
5.1. Caracterización de la sección de estudio.	61
5.1.1. Emplazamiento de las mediciones.....	61
5.1.2. Elementos de vía.....	62
5.1.3. Descripción del material rodante	70
5.2. Equipos empleados y ubicación de los mismos en la vía.....	71
5.2.1. Instrumentación de la sección de vía.....	71
5.2.2. Procesado de datos	74
Capítulo 6. Desarrollo del modelo numérico	77
6.1. Descripción de la metodología empleada en el cálculo.....	77
6.2. Desarrollo del modelo de elementos finitos para la obtención de las propiedades de los materiales.	78
6.2.1. Modelización del carril.	80
6.2.2. Modelización de la placa de asiento.	81
6.2.3. Modelización de las traviesas.	82
6.2.4. Modelización de la capa de balasto.	83
6.2.5. Modelización de la capa de subbalasto o terraplén	84
6.2.6. Modelización de la sección completa de vía	85
6.2.7. Velocidad de paso de los vehículos	86
6.2.8. Dimensiones del modelo y de los elementos.....	86
6.2.9. Aplicación de cargas y condiciones de contorno del modelo.....	92

6.2.10. Análisis de sensibilidad	95
6.2.11. Calibración y validación del modelo en ANSYS	106
6.3. Cálculo de la rigidez vertical.	120
6.4. Cálculo de sobrecargas dinámicas en la junta.	122
6.3.1. Datos de la vía.	122
6.4.2. Datos del vehículo	123
6.4.3. Rigidez de la amortiguación y coeficiente “c” de amortiguamiento	126
6.4.4. Resultados obtenidos	126
6.5. Modelización de la junta.....	127
6.5.1. Modelización de la brida	127
6.5.2. Longitud del modelo.....	129
6.5.3. Aplicación de cargas.....	129
6.5.4. Análisis de resultados	130
Capítulo 7. Mitigación de vibraciones	135
7.1 Las vibraciones	135
7.1.1. Medidas primarias	136
7.1.2. Medidas secundarias.....	138
7.2. Alternativa adoptada.....	140
Capítulo 8. Conclusiones y futuras líneas de investigación	145
8.1. Introducción.....	145
8.2. Conclusiones.....	145
8.2.1. Representatividad del modelo	145
8.2.2. Atenuación de la señal	146
8.2.3 Limitaciones del modelo	147
8.2.4 El estudio y su modelo como punto de partida en futuras investigaciones .	147
8.3. Futuras líneas de investigación.....	148
8.3.1. Futuras líneas de investigación basadas en la mejora del modelo.....	148
8.3.2. Futuras líneas de investigación sobre el diseño de la infraestructura.....	149
Bibliografía.....	151
Índice de figuras	157
Índice de Tablas	162



UNIVERSIDAD
POLITECNICA
DE VALENCIA

Capítulo 1

Antecedentes y objeto del proyecto

El presente trabajo final de máster titulado “Estudio de la influencia de la junta ferroviaria en la generación de vibraciones y sobrecargas dinámicas. Aplicación al tramo de vía Xàtiva-Alcoi.” se encuentra enmarcado en el ámbito de investigación realizado en el grupo de I+D+i ferroviaria del “Instituto universitario de matemática multidisciplinar” dirigido por Dña. Julia I. Real Herraiz siendo esta la cotutora del presente trabajo de investigación tutorizado por el doctor D. Emilio Defez Candel.

En el presente capítulo se expondrá la justificación científica y tecnológica que ha motivado la investigación realizada acerca de las sobrecargas dinámicas generadas en las juntas ferroviarias en el paso de un tren sobre las mismas, teniendo como objetivo la consecución del título de “Máster en Transporte Territorio y Urbanismo (MATTU).

Se abordarán los antecedentes del fenómeno, los objetivos principales que se pretenden alcanzar en esta tesina o trabajo final de máster, así como la metodología de trabajo empleada a lo largo del mismo.

1.1. Antecedentes

El actual desarrollo social y tecnológico está provocando unos requerimientos cada vez más estrictos de las condiciones ambientales, tanto en términos de seguridad como de confort para los usuarios. Las vibraciones generadas por el paso de los trenes en los alrededores, cosa que antes podían parecer tolerables, hoy en día son consideradas como molestias importantes. Las vibraciones inducidas por el tráfico son una de las más importantes, sólo superada por las vibraciones generadas en ambientes industriales o zonas de ejecución de obras. Además las sobrecargas dinámicas generadas en las juntas ferroviarias son un motivo de desgaste precoz de los elementos que conforman la superestructura, y por ello es un punto a tener en cuenta en la consecución del objetivo de abaratar los costes de mantenimiento de dichas vías.

Con ello, el estudio de este fenómeno inducido por el tráfico se encuentra en pleno desarrollo y es un tema que preocupa a las autoridades. Las vibraciones causadas por la circulación de un tren a lo largo de una vía con juntas, puede originar molestias importantes en las zonas cercanas a las vías, además de deterioros en las diferentes

partes que la constituyen.

Es en este contexto donde se enmarca el presente Trabajo Final de Máster (de aquí en adelante, TFM), siendo su objetivo el estudio de las sobrecargas dinámicas que se originan en las vías con juntas, así como las vibraciones producidas y su transmisión al medio colindante. Esta investigación nace en el ámbito de investigación del “Instituto universitario de matemática multidisciplinar” de la Universidad Politécnica de Valencia, el cual se dedica en su mayoría al I+D+i siendo este encabezado por Julia Irene Real Herraiz. Esta unidad colabora en proyectos con entidades tanto públicas como privadas, teniendo una gran relevancia en el ámbito ferroviario dentro de los distintos campos que engloba.

En este sentido, han sido varios los estudios que se han realizado en el instituto acerca de diversos temas relacionados con el ferrocarril, así como la publicación de artículos en revistas científicas relacionadas con el tema. Para la realización del presente TFM, se ha realizado una campaña de mediciones en la línea Xàtiva-Alcoi, dichos resultados serán de gran interés para la calibración y validación de los modelos empleados.

1.2. Introducción al trabajo a realizar

1.2.1. Objeto

En este estudio se analizarán las vibraciones y los efectos producidos por las sobrecargas dinámicas efecto del paso de la rueda por la junta de unión de los carriles en el ferrocarril, así como, su afección a los distintos puntos de la plataforma.

Para ello se hace un repaso de los aspectos más importantes que afectan de forma más directa al comportamiento dinámico de la superestructura.

También se indican las consecuencias negativas que se originan al producirse un nivel excesivo de esfuerzos, los cuales afectan a la calidad geométrica de la vía y que pueden representar un problema de seguridad y confort para los usuarios.

Las uniones de los carriles son uno de los puntos débiles en la estructura de la vía del ferrocarril. En la actualidad dichas uniones están siendo reemplazadas por carriles soldados de forma continua, también conocidos como barra larga soldada. La junta ferroviaria tradicional consta de dos placas metálicas unidas a los carriles mediante cuatro tornillos, los cuales unen los extremos adyacentes de los carriles, dichas barras son las denominadas bridas. Debido a la existencia de esta discontinuidad, se generan con el paso del tiempo desgastes, diferencias de altura entre carriles adyacentes, etc, los cuales afectan a la continuidad de la vía. Debido a la existencia de estos defectos, la junta del carril se someterá a fuerzas de impacto anormalmente altas, cuando las ruedas

pasan sobre ella.

Además cabe decir que actualmente existen multitud de vías con juntas, ya sean con bridas, o encoladas y su uso es muy frecuente en bloqueos. Es por ello que este estudio adquiere una mayor importancia debido a que con él, intentaremos conocer mejor como afectan los procesos vibratorios en las juntas a la calidad de la vía.

En el presente TFM se va a realizar una modelización de la vía mediante el programa de elementos finitos ANSYS con el cual serán calculadas las aceleraciones producidas, además se realizará una modelización con el programa VAMPIRE con el fin de calcular las sobrecargas dinámicas generadas al paso del tren por la junta.

1.2.3. Alcance y limitaciones

El fin de esta investigación es la obtención de las fuerzas de contacto-impacto generadas en el paso de una rueda por una junta. En esta investigación se considera más importante las fuerzas de impacto o sobrecargas generadas en la junta, debidas a una discontinuidad en la rigidez de la vía, que las sobrecargas generadas debido a defectos superficiales que puedan existir.

Debido a la complejidad de los elementos involucrados en la modelización de la investigación, han sido obviados el desgaste y los defectos tanto de la rueda como de la parte del carril en contacto con ella, así como los defectos en el resto de la superestructura.

1.3 Objetivos e hipótesis

En este punto se exponen tanto los objetivos propuestos para el desarrollo de la investigación como las hipótesis inicialmente planteadas. En primer lugar se muestran los objetivos y en segundo lugar las hipótesis como se puede observar a continuación:

a) Objetivos.

Como ya se ha citado en los puntos anteriores, el presente Trabajo Final de Máster surge con la idea de estudiar la sobrecarga dinámica generada en el punto de la junta y su influencia en la generación de vibraciones. A partir de esta meta se desarrollan objetivos complementarios, como pudieran ser el estudio de medidas mitigadoras de vibraciones.

Con todo ello se establecen los siguientes objetivos para el correcto desarrollo del TFM:

- 1- Obtener las características de los materiales mediante la calibración y validación



de un modelo numérico tridimensional de elementos finitos mediante el uso del programa ANSYS.

- 2- Obtener mediante un modelo dinámico la sobrecarga dinámica generada al paso del vehículo por la junta ferroviaria. Este objetivo se desarrollará gracias al software VAMPIRE como se verá en posteriores capítulos.
- 3- Diseñar, calibrar y validar un modelo numérico capaz de calcular las aceleraciones generadas en el paquete de vía a partir de las sobrecargas dinámicas obtenidas. Este objetivo se desarrollará gracias al software ANSYS que, al igual que el anterior, será descrito más adelante.
- 4- Estudiar la influencia de la junta en la generación de vibraciones. Siendo este uno de los objetivos fundamentales sobre el que se sustenta la redacción del presente TFM.
- 5- Buscar alternativas para la mitigación de vibraciones ferroviarias.

Así pues, el presente trabajo final de máster tiene como objetivo fundamental el estudio de la influencia de las juntas en la generación de vibraciones, las cuales son fuente de desgaste de los materiales de la vía y de molestias generadas en las zonas colindantes a ella. Dicho estudio será de aplicación en el caso concreto de la línea Xàtiva-Alcoi.

b) Hipótesis.

Las hipótesis planteadas al inicio de la investigación fueron las siguientes:

- 1- La sobrecarga dinámica producida en la junta es mayor a la carga por rueda.
- 2- Las traviesas de hormigón y las placas de asiento flexibles atenúan las vibraciones en el terreno considerablemente.
- 3- Las juntas ferroviarias son un gran foco de vibraciones.
- 4- El incremento de las sobrecargas aumenta las vibraciones y por tanto aumenta el desgaste de los elementos de la vía

1.4. Metodología

1.4.1. Metodología de investigación

Debido a la antigüedad de la vía estudiada, no se disponen datos de su construcción, en este caso los datos para el correcto desarrollo del TFM han sido extraídos de planos geológicos y mediciones in-situ de las características geométricas y técnicas tanto de los materiales como de la vía que une los municipios de Xàtiva y Alcoi. Estas mediciones permiten obtener los parámetros de diseño geométrico de la infraestructura, mediante su modelización con el programa de elementos finitos ANSYS Multiphysics/LS-DYNA

V14, los cuales serán necesarios para realizar los pertinentes cálculos de las sobrecargas dinámicas generadas en la junta.

Para el cálculo de las sobrecargas dinámicas será necesario el software de cálculo VAMPIRE, el cual permitirá la realización de un modelo dinámico de interacción vía-ferrocarril. Para la correcta modelización de la vía el programa necesita entre otros datos, la rigidez vertical de la vía, la cual habrá sido calculada previamente con la realización de un modelo de elementos finitos mediante el programa ANSYS Multiphysics/LS-DYNA V14, con el cual serán calibrados los materiales existentes en la zona de estudio.

Una vez obtenidas las sobrecargas dinámicas actuantes en la junta, estas serán introducidas en un modelo tridimensional de elementos finitos realizado con el programa ANSYS, el cual será calibrado y validado con las mediciones obtenidas en el punto de la junta. Con este proceso será obteniendo la sobrecarga real actuante en la junta ferroviaria.

1.4.2. Metodología empleada en la redacción del documento

El contenido del presente Trabajo Final de Máster se ha estructurado en 8 capítulos. En el presente sub-apartado se describe brevemente el esquema que sigue cada uno de estos capítulos principales.

El capítulo 2 pretende ser una introducción a la teoría de las vibraciones mecánicas, en él se describen los parámetros definitorios del fenómeno en cuestión, así como la modelización de los sistemas vibratorios discretos de un grado de libertad, como modelo más sencillo para la idealización de las vibraciones.

En el capítulo 3 se presenta una pequeña investigación del estado del arte en la actualidad sobre el tema escogido, así como una descripción de los elementos que conforman la junta ferroviaria y una reseña de la historia de los elementos finitos y del ferrocarril. Durante la investigación se aprecia la creciente importancia que tiene el tema tratado y el gran número de estudios existentes sobre las vibraciones ferroviarias, las cuales son de gran importancia tanto en el entorno en el que se transmiten, como el sistema que las genera.

Durante el capítulo 4 se presentará el ámbito de estudio sobre el que versará el presente TFM. Además se describe la línea sobre la que se va a trabajar y se realiza una breve reseña sobre su historia.

El capítulo 5 desarrollará la descripción exhaustiva de los elementos de la vía describiéndose además la metodología empleada en la campaña de mediciones, así como el posterior tratamiento de los datos. En este mismo capítulo se describirán las características del vehículo circulante.

En el capítulo 6 se detallan los modelos numéricos realizados y el comportamiento de la infraestructura tanto en la generación como en la propagación de vibraciones. En dicho capítulo se mostrarán los cálculos realizados así como los procesos de calibración y validación empleados. Este capítulo concentra el grueso de la investigación, siendo de vital importancia en la extracción de las conclusiones aportadas.

El contenido del capítulo 7 pretende englobar algunas de las medidas de mitigación de vibraciones y realizar un breve estudio de diversas medidas a aplicar en la vía estudiada con el fin de reducir las vibraciones y su afección a zonas colindantes.

Por último, en el capítulo 8 se citan las conclusiones extraídas durante el TFM, además de las limitaciones del trabajo realizado, aportando futuras líneas de investigación.

Capítulo 2

Estudio de las vibraciones ferroviarias.

El presente capítulo pretende ser una introducción al estudio de la generación de vibraciones ferroviarias, dando a conocer las causas y características de su transmisión para finalmente realizar una breve introducción genérica a la mitigación de las mismas.

2.1. Introducción.

Con el objetivo de comprender de manera adecuada los pilares sobre los que se fundamenta la redacción del presente trabajo final de máster, resulta conveniente disponer de unos conocimientos básicos sobre vibraciones, así como de las características de las fuentes que lo generan y sus efectos sobre el entorno más inmediato.

Así pues, debemos saber que en todo estudio de vibraciones, vamos a poder distinguir dos fases, generación y transmisión, que deberán ir seguidas de una tercera, la propagación.

La fase de generación tiene un análisis complejo. A grandes rasgos, una vibración se genera debido a la aplicación repetitiva de una carga (en este caso el paso de una rueda) sobre un determinado punto. Además, el propio contacto rueda-carril origina una sobrecarga dinámica que es fuente de generación de vibraciones, a la cual debemos sumar los posibles cambios de rigideces, trazado y defectos existentes en los carriles y ruedas del tren, los cuales amplifican estos efectos aumentando notablemente su magnitud.

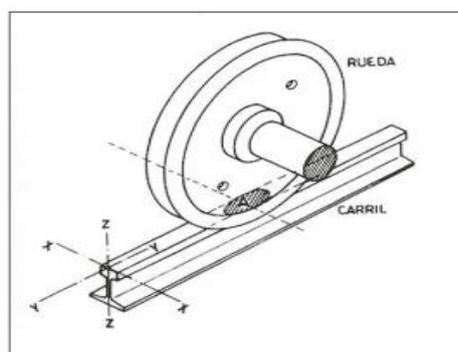


Figura 2. 1 Contacto rueda-carril. Fuente: López Pita (2006)

Una vez se han generado las vibraciones, debemos pasar a la segunda fase (de transmisión) en la cual la onda se transfiere a través del paquete de vía hacia el terreno adyacente, dando lugar a la tercera fase (propagación) en las 3 direcciones del terreno.

Debido a que de sobra es conocido el efecto negativo de las vibraciones sobre las estructuras y las personas, éste ha sido un aspecto muy estudiado en el campo de la ingeniería. Además, su estudio resulta vital dado que si el fenómeno vibratorio alcanza cierta frecuencia equivalente la frecuencia natural de vibración, la estructura que lo sustenta podría entrar en resonancia y sus consecuencias serían catastróficas.

2.2. Factores influyentes en la generación de vibraciones ferroviarias

Las vibraciones producidas por el ferrocarril son consecuencia de la interacción del contacto rueda-carril, el cual genera la vibración de la vía a frecuencias menores a 50Hz, siendo estas consideradas como bajas frecuencias. Cuando la frecuencia de vibración se sitúa entre 4 y 80 Hz, la vibración se transmite por el terreno y puede ser percibida en las zonas colindantes a la infraestructura, hay que destacar que los niveles más altos son los generados por los trenes de mercancías y por las líneas de alta velocidad.

Las cargas generadas por el paso de los vehículos pueden dividirse en dos tipologías. En primer lugar se produce una excitación cuasi-estática debida al desplazamiento de la componente estática de la carga de los ejes a lo largo de la vía y que afecta principalmente a los puntos cercanos a la vía, y por el otro una excitación dinámica, debida a la rugosidad de las superficies de contacto y a la variación espacial de la rigidez de la vía, cuyos motivos se describen a continuación.

La vibración generada en el contacto rueda carril se transmite al terreno a través de las traviesas (en su caso) y el lecho elástico (balasto o placa de hormigón), lo cual genera ruido aéreo. Para frecuencias inferiores a 500 Hz, el mayor porcentaje del ruido generado proviene de las traviesas, que vibran inducidas por el contacto rueda-carril.

Con todo ello hay que destacar que la generación de vibraciones requiere del papel de dos actores fundamentales, por un lado el tren y por otro lado la infraestructura de la vía. Las generadas por el tren dependen de la magnitud y distribución de cargas, velocidad, trazado y perfil de las ruedas; mientras que las de la infraestructura de la vía dependen del tipo de vía (vía en placa o sobre balasto), perfil de carril y finalmente del propio trazado (curvas, peraltes...). A continuación se analizan las más destacadas:

2.2.1. Influencia de la velocidad y defectos estructurales

El aumento de las solicitaciones verticales está muy ligado a la velocidad a la que circula el vehículo por la vía. Dicha relación no es lineal y además estas solicitaciones pueden verse incrementadas por el estado de conservación en que se encuentre la vía.

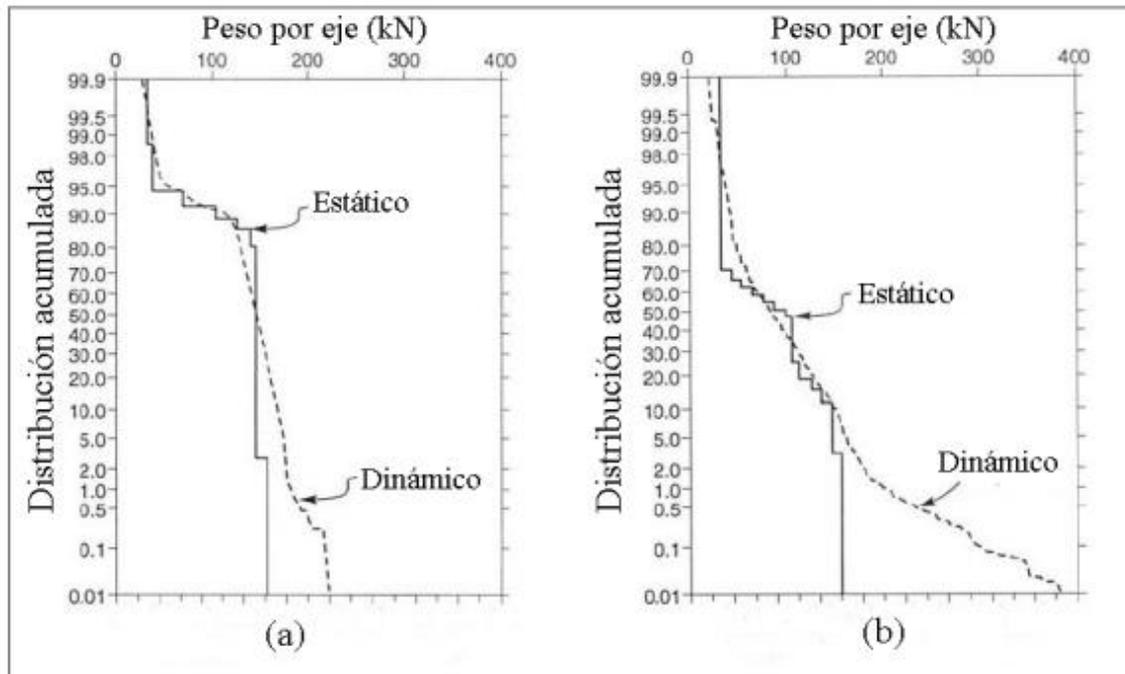


Figura 2. 2 Cargas estáticas y dinámicas en dos vías. Fuente: Lim (2004)

El gráfico representa las diferencias entre el estado estático y dinámico de una vía en dos lugares diferentes. A la izquierda, se representan los datos obtenidos en una vía en pruebas de Colorado, mientras que a la derecha se observan los datos de una ruta comercial en una vía entre Nueva York y Washington.

En la imagen anterior se puede apreciar como en la vía en pruebas de Colorado las diferencias entre la carga estática y la dinámica son mucho menores que en el caso de las vías entre Nueva York y Washington. Esta diferencia se debe fundamentalmente a que las vías de Colorado apenas presenta defectos estructurales que maximicen los efectos dinámicos, en cambio la vía de nueva York a Washington presenta multitud de defectos por estar en uso y ser utilizada por los trenes de mercancías, es por ello que en ella se aprecian mayores efectos dinámicos.

Además para cargas cercanas a los 150 kN los efectos se maximizan, lo cual evidencia, que la velocidad y los defectos de la vía, maximizan la carga y por tanto aumentan el nivel de vibraciones.

Las vibraciones producidas por este comportamiento dinámico tendrán un amplio rango, oscilando este entre las frecuencias más bajas en torno a 0'5-1 Hz producidas por aceleraciones verticales y laterales del tren, hasta a los 200 Hz generados por las

irregularidades en la superficie del carril y la rueda.

Otro factor a tener en cuenta será el estado de los vehículos y de la propia infraestructura, ya que estos juegan un papel fundamental en la generación de vibraciones. En este sentido, Cardona y Galceran realizaron un estudio en 2013 sobre la infraestructura de FGC en el que se analizaba la relación entre la generación de vibraciones y la rugosidad existente en el contacto rueda-carril, cuyas principales conclusiones se resumen a continuación:

1. Mediante el reperfilado de los carriles se consigue una disminución de la rugosidad en todo el espectro de longitudes de onda, especialmente en las más elevadas, la cual se traduce en una reducción de 8,5 dB en el nivel de vibración en pared del túnel analizado.

2. Con un torneado de las ruedas del material móvil conseguimos una mejora de su geometría y, consecuentemente una reducción de la rugosidad en la zona de longitudes de onda elevadas que deriva en una reducción de 4,6 dB en el nivel de vibración en pared de túnel analizado.

3. El efecto combinado de las rugosidades de rueda y carril provoca una variación del nivel de vibración en hasta 13,1 dB en todo el espectro de longitudes de onda.

Citar además que como ya se ha visto anteriormente el estado de la infraestructura influye notoriamente en la generación de vibraciones. Un ejemplo lo encontramos en los resultados de unos ensayos realizados en las vías de TGV y expuestos por P. Fonseca Teixeira en los que se establece una relación entre sobrecarga dinámica y el estado de la vía. Estos resultados, aunque están relacionados con vías de alta velocidad, muestran un orden de magnitud de la importancia del estado de la misma:

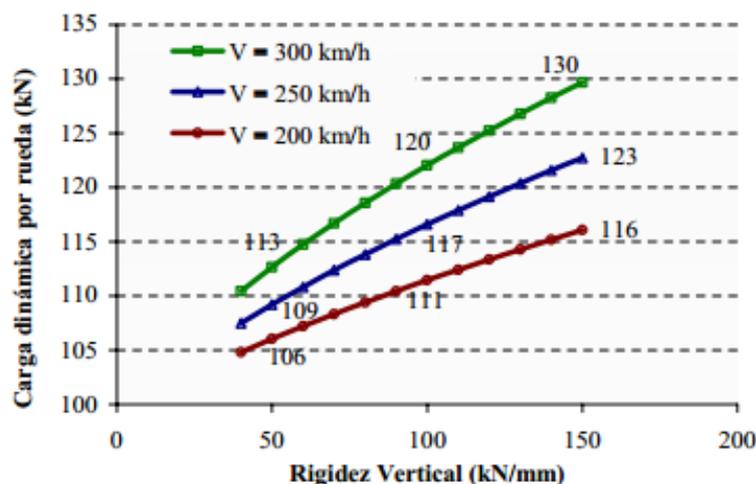


Figura 2. 3 Cálculo de la sobrecarga dinámica en función de la relación carga-rigidez para una vía en excelente estado ($b=0.5$). Fuente: P. Fonseca Teixeira

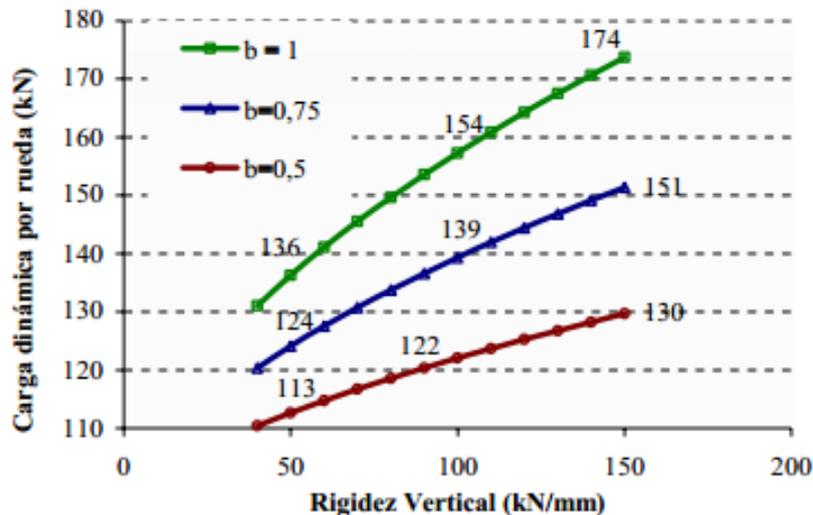


Figura 2. 4 Cálculo de la sobrecarga dinámica en función de la relación carga-rigidez para diferentes estados de vía. Fuente: P. Fonseca Teixeira

Tras la comparación de los gráficos puede concluirse que si la calidad de vía no es la adecuada la sobrecarga que se genera para una misma rigidez aumenta significativamente.

Como conclusión se puede decir que el mantenimiento de la infraestructura, así como del propio vehículo, son indispensables de cara a reducir las vibraciones generadas.

2.2.2. Influencia de la rigidez vertical de la vía

Históricamente los esfuerzos verticales sobre la vía eran calculados a partir de un análisis estático, con la demostración experimental del aumento de esfuerzos verticales producidos por un incremento de la velocidad, varios autores como Winkler y Pihera en 1915, Driessen en 1936, Schramm en 1955, Birman en 1966 o Eissenman en 1969 aplicaron a dichos cálculos estáticos un coeficiente de mayoración (C_d). En 1982, López Pita demostró que para el caso de una vía en perfectas condiciones, este coeficiente tiende a 1 con lo que la mayoración prácticamente desaparece.

$$C_d = 1 + 0.00062 * (V-10) \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Siendo:

- V = velocidad en km/h

Con ello se demostró que las acciones dinámicas generadas por el incremento de velocidad se deben casi exclusivamente a la presencia de irregularidades en el perfil de la rodadura.

En la actualidad para velocidades inferiores a 200 km/h el cálculo de dicho coeficiente se realiza con la teoría de Eisenmann de 1970, en la cual se establecía la siguiente relación empírica:

$$C_d = 1 + t * s * \rho \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Donde:

- C_d = Coeficiente de mayoración
- t = factor de seguridad estadística (podría valer 1 para el 68.3% de los valores; 2 para el 95.5% de los valores ó 3 para el 99.7% de los valores)
- s = factor dependiente del estado de la infraestructura (podría valer 0.1 para vía en muy buen estado; 0.2 para vía en buen estado ó 0.3 para vía en mal estado)
- ρ = factor dependiente de la velocidad de circulación (podría valer 1 para velocidades ≤ 60 km/h ó $\rho = \frac{V-60}{140}$ para velocidades > 60 km/h)

La rigidez total de la vía depende de la rigidez de cada elemento que la conforma. Así, cuanto mayor sea la rigidez vertical de la vía, mayores serán las sobrecargas dinámicas de acuerdo con la formulación de Prud'homme (1970) y Prud'homme y Eriean (1976).

$$\sigma_{(\Delta Q_{NS})} = 0.45 * \frac{V}{100} * b * \sqrt{m_{NS} * k * \gamma(\varepsilon)} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Siendo:

- $\sigma_{\Delta Q_{NS}}$ representa la desviación típica de las sobrecargas dinámicas debidas a las masas no suspendidas del material circulante.
- “b” es una variable relacionada con los defectos de vía y del vehículo.
- “v” es la velocidad de circulación del vehículo, en Km/h.
- “ m_{NS} ” es la masa no suspendida por rueda del vehículo, en toneladas.
- “k” es la rigidez vertical de la vía, en t/mm.
- $\gamma(\varepsilon)$ es la amortiguación de la vía.

Por otra parte, para el caso de las masas suspendidas, realizó un estudio análogo pero a

diferencia del anterior no atendía a los defectos de nivelación sino al movimiento de la propia rueda. No obstante, dada la complejidad de los cálculos necesarios para el desarrollo de la expresión, en el año 1976 Prud'homme y Eriau propusieron una relación empírica para su estimación en la que únicamente interviene el peso por eje del vehículo. Esta relación es la siguiente:

$$\sigma_{(\Delta QS)} = \alpha * Q_n \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Donde:

- $\sigma_{(\Delta QS)}$ es la desviación típica de la sobrecarga dinámica debida a las masas suspendidas del vehículo.
- α es un coeficiente que varía entre 0.11 para el caso del material remolcado y 0.16 para el caso del material motor convencional
- Q_n es la carga estática por eje

Con todo ello resuelto, podremos obtener la desviación típica de las sobrecargas dinámicas totales según la siguiente relación:

$$\sigma_{(\Delta Q)} = \sqrt{\sigma_{(\Delta QNS)}^2 + \sigma_{(\Delta QS)}^2} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

El cálculo pues de la carga dinámica total (Q_{din}) (que se demostró que se ajustaba a una distribución normal) calculada con un coeficiente de seguridad de 2 para el 95.5% de los valores se resolvía de la siguiente manera:

$$Q_{din} = 2 * \sigma_{(\Delta Q)} = 2 * \sqrt{\sigma_{(\Delta QNS)}^2 + \sigma_{(\Delta QS)}^2} \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Si a este valor de Q_{din} le añadimos la correspondiente carga estática por eje (Q_n) obtendremos la carga máxima total de cálculo de la siguiente manera:

$$Q_{total} = Q_n + Q_{din} \quad (\text{Ec. 2.7})$$

Lo cual resulta válido para velocidades hasta 300 Km/h.

Todo lo dicho pone de manifiesto que bastaría con variar la rigidez de la vía aumentando su elasticidad para que, sin modificar ningún otro parámetro (como la velocidad o la masa suspendida), se consiguiera una reducción en la amplificación de los esfuerzos dinámicos sobre la vía.

A título orientativo podemos citar que P. Teixeira estudió la relación coste-flexibilidad de la vía y concluyó en el año 2004 que, para el caso de vía de alta velocidad, el óptimo se alcanzaba con una rigidez vertical de 78N/mm.

2.3. Origen de las excitaciones

Las vibraciones producidas por el ferrocarril tienen varios orígenes aunque todos ellos son fruto del movimiento de las cargas. En este punto se van a citar diversos orígenes, realizando una breve explicación de los mismos.

2.3.1. Contacto hertziano:

En el siglo XIX, Heinrich Rudolf Hertz consiguió calcular las acciones que tienen lugar en el contacto entre dos cuerpos cuando estos interactúan. Es por ello que se utiliza el termino contacto hertziano para describir este tipo de contactos, entre los cuales se encuentra el contacto rueda carril produciéndose este en una superficie muy pequeña.

En el contacto se crean excitaciones, aun encontrándose el sistema en buen estado, esto es debido a la propia naturaleza del contacto en el cual se produce una pequeña deformación en las superficies de la rueda y el carril.

Este tipo de origen de vibraciones no suele ser problemática, ya que a pesar de que se producen ondas de muy alta frecuencia (entre 100 y 1000 Hz) y con longitudes de onda muy pequeñas, sus efectos son muy pequeños en comparación con el resto de mecanismos de generación.

2.3.2. Pequeños desperfectos

En el carril existen infinidad de defectos pero los más comunes e importantes son los siguientes:

- a. Irregularidades en el carril
- b. Desperfectos en la superficie de contacto
- c. Soldaduras mal ejecutadas
- d. Planos existentes en las ruedas más desgastadas

Todos estos efectos crean vibraciones de alta frecuencia y longitudes de onda variables desde los pocos centímetros hasta los 2 metros, con frecuencias comprendidas entre los 20 y los 100 Hz.



Figura 2. 5 Diversos defectos en vías. Fuente: <http://venzario.wordpress.com>

En caso de no solucionarse estos problemas, ellos serán el origen de problemas mayores en la vía. Para solucionar dichos problemas se puede optar por diversas soluciones, en este caso se citan dos.

Una de las alternativas es el amolado del carril mediante un tren específicamente diseñado a tal efecto. A continuación se puede ver una imagen de este proceso:



Figura 2. 6 Amolado de la vía.

Fuente: <http://www.espormadrid.es/2011/05/los-trabajos-nocturnos-en-la-red-de.html>

Con el paso del tiempo y el desgaste de la rueda, empiezan a aparecer pequeñas planicies en la superficie de la rueda que son fuente de vibraciones. Estas imperfecciones conviene revisarlas periódicamente y sustituirlas si es necesario.



Figura 2. 7 Sistema CMMI para revisión de ruedas ferroviarias.
Fuente: Construcciones y Auxiliar de Ferrocarriles, S.A.

2.3.3. Vibraciones ocasionadas al paso de elementos fijos del tren y la vía

Tanto los elementos fijos del tren, como son los ejes y los bogies, como los de la vía (traviesas) son fuentes generadoras de vibraciones debido a que la distancia de separación entre ellos es constante, lo cual genera unas pulsaciones que se transmiten al terreno en forma de ondas con frecuencias entre 5 y 25 Hz. Estas vibraciones pueden llegar a ser muy similares a las frecuencias naturales de vibración de estructuras, lo cual lleva implícito importantes problemas de seguridad estructural.

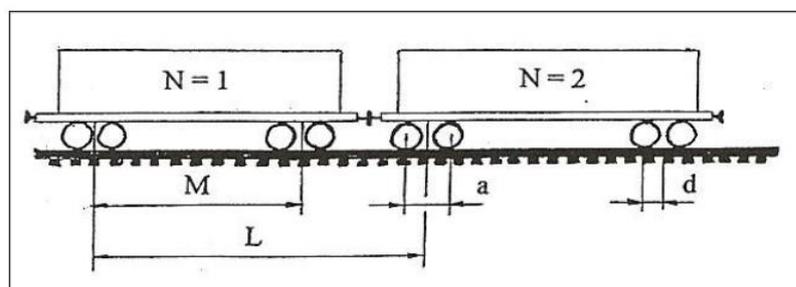


Figura 2. 8 Esquema de vehículo y vía. Fuente: Krylov et al (2000)

2.3.4. Danza de traviesas:

Como consecuencia de la aplicación de cargas cíclicas sobre las traviesas y su transmisión a la capa de balasto, ésta tiende a asentarse provocando una falta de apoyo de las traviesas, siendo solamente unas pocas las que ofrecen apoyo real.

Cuando esto sucede, el carril golpea el balasto en dirección vertical a velocidades considerables, lo que aumenta su efecto dinámico, deteriorando además la capa de balasto.

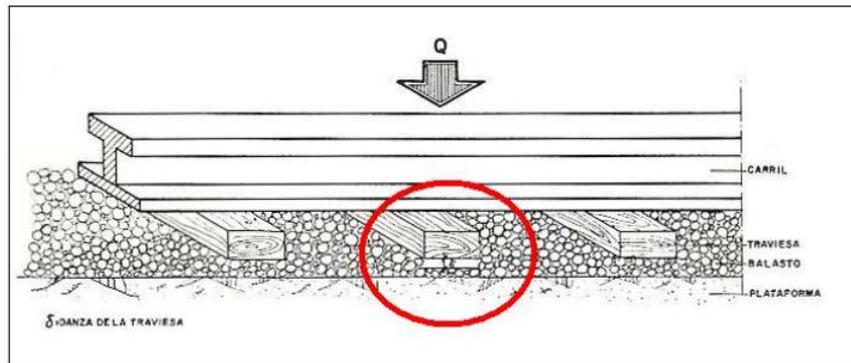


Figura 2. 9. Danza de traviesas. Fuente: López Pita (2006)

2.3.5. Onda de levante

Durante el paso de vehículo sobre la vía, la carga de su rueda varía su posición respecto al origen. La aplicación de las cargas dinámicas genera una deformación sobre la estructura la cual va desplazándose junto a la carga, haciendo que la traviesa se levante con el carril impactando posteriormente sobre la capa de balasto. Este problema es similar a la danza de traviesas ya que también se produce un impacto sobre el balasto a altas velocidades, lo cual genera importantes desgastes en la infraestructura.

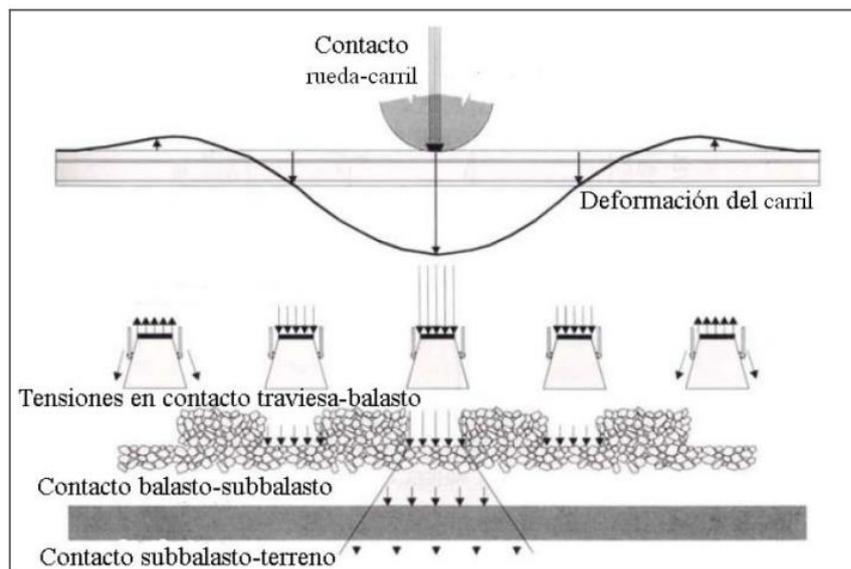


Figura 2. 10 Onda de levante. Fuente: López Pita (2006)

2.3.6. Transiciones de vía

Otro origen de aceleraciones son las transiciones las cuales son un problema en el campo de la Ingeniería Civil. Dicho problema radica en el cambio de rigideces producido, por ejemplo entre el terreno natural y una estructura. Dicho cambio de

rigideces es producido de manera brusca y sin apenas transiciones, lo que produce vibraciones y problemas de carácter dinámico. Dicho problema, aplicado al caso de los ferrocarriles, produce vibraciones y problemas tanto en la capa de balasto como en la estructura, por lo que se deben limitar los giros, deformaciones y desplazamientos de los tableros, pudiendo provocar cambios en la geometría de la vía e irregularidades en la alineación del carril, los cuales afectarán a la durabilidad de la capa de balasto.

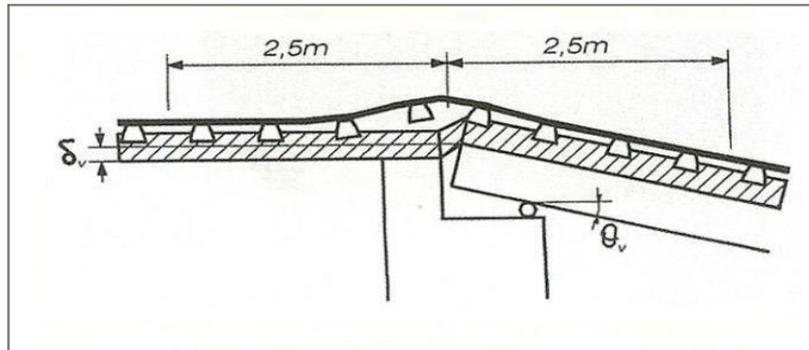


Figura 2. 11 Transiciones en puentes ferroviarios. Fuente: Estados Límite de Servicio en relación con la vía en puentes de ferrocarril. Fuente: Jorge Nasarre.

En el número 3445 (año 2004) de la revista de Obras Públicas, Jorge Nasarre, realiza especial hincapié en la necesidad de controlar diversos aspectos de estructuras como puentes desde el momento de su construcción, dichos aspectos son:

- ✓ Desplazamientos longitudinales del tablero.
- ✓ Desplazamientos verticales del tablero.
- ✓ Giros verticales del tablero.
- ✓ Desplazamientos transversales del tablero.
- ✓ Giros transversales del tablero.
- ✓ Alabeo del tablero.

Según el autor, es muy importante limitar los desplazamientos verticales en el contacto tablero-estribo, los cuales vienen determinados principalmente por la deformabilidad vertical del carril, condiciones de apriete y flexibilidad de las sujeciones y a la posibilidad de desconsolidación del balasto.

Es conveniente diferenciar vías con y sin balasto:

- Para vías con balasto el desplazamiento vertical máximo relativo de la plataforma de la vía deberá ser $\delta_v \leq 3\text{mm}$ cuando la velocidad de paso del tren sea $v \leq 160\text{km/h}$ y $\delta_v < 2\text{mm}$ cuando $v > 160\text{km/h}$

- Para vía en placa, esta limitación no es un valor fijo sino que deberá de realizarse un estudio específico para cada caso que dependerá del tipo de carril y de las características de la sujeción.

Un ejemplo práctico de esta teoría se encuentra en la línea de alta velocidad Paris-Lyon (vía sobre balasto) en la que se generaron unos desórdenes de la banqueta de balasto que provocaban desestabilizaciones de la vía en los puentes ferroviarios, con el consecuente deterioro de la misma y el riesgo para la circulación que ello conllevaba.

Para este problema, quedó demostrada su conexión con las aceleraciones verticales provocadas por el paso de los trenes las cuales llegaban a tomar valores de 0.7g y 0.8g y que se veía amplificado por el efecto de la disminución de la velocidad que generaba que el puente entrara en resonancia debido a la fisuración del mismo puesto que la rigidez y frecuencia propia del tablero disminuyen.

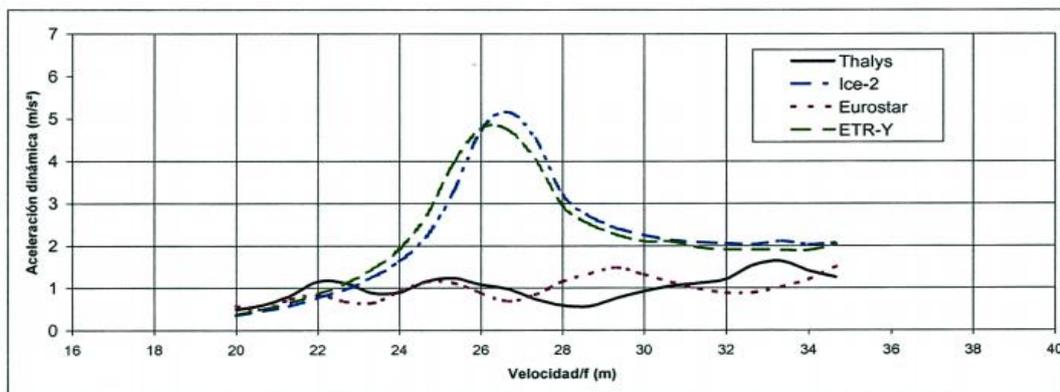


Figura 2. 12 Aceleraciones dinámicas máximas en función de la velocidad. Fuente: Estados Límite de Servicio en relación con la vía en puentes de ferrocarril. Fuente: Jorge Nasarre.

Según demostró el comité ERRI D 214, la colocación de tapices elásticos en las transiciones, lejos de mejorar los efectos de la transición como podría pensarse, amplificaba las aceleraciones siendo perjudicial de cara a las aceleraciones, pudiendo amplificar estas aceleraciones hasta un 40%. Si dichas aceleraciones llegaran a órdenes de magnitud en el entorno del g (-9.81m/s^2) las fuerzas de contacto rueda-carril podrían disminuir pudiendo llegar a producir incluso despegues, siendo estos valores totalmente inaceptables.

Los cambios en la geología de la traza al igual que las transiciones en los puentes provocan cambios en las rigideces, provocando que el balasto sufra más esfuerzos, deteriorándose este más rápido y produciendo asientos en dichos puntos, lo cual deriva en mayores problemas en la vía.

La solución al problema planteado pasa por ejecutar transiciones lo suficientemente largas, teniendo una mayor longitud de desarrollo cuanto mayor es la diferencia de rigideces y mayor sea la velocidad de paso del tren.

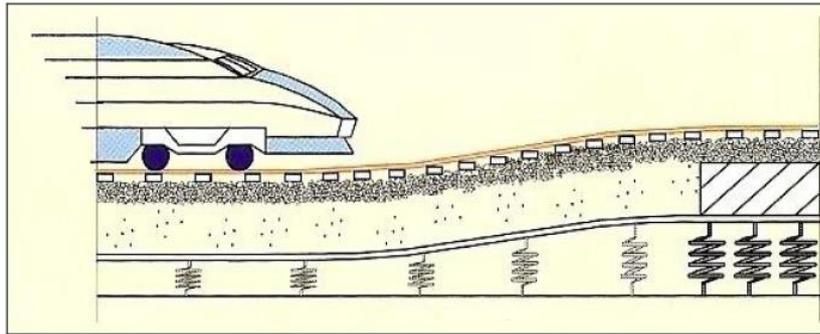


Figura 2. 13 Transiciones en la vía. Fuente: Esveld

Como conclusión, se deben analizar los comportamientos de las estructuras ferroviarias desde su concepción comprobando que las aceleraciones máximas que afectan a la vía no superan los valores de 0.35 g para el caso de la vía en balasto y de 0.5 g para el caso de vía en placa, para lo cual se hacen indispensables los cálculos dinámicos.

2.4. Transmisión de vibraciones

En el proceso de transmisión de vibraciones la tipología de la vía es un factor clave, ya que según sea, una vía en placa o sobre balasto, las vibraciones serán transmitidas de diferentes formas.

Así pues una vía sobre balasto proporciona una mayor atenuación natural de las vibraciones, mientras que para la vía en placa la atenuación es función de los elementos que la conforman, pudiendo estos compensar el defecto de atenuación. Los gráficos que a continuación se detallan, muestran dos ejemplos de atenuación de vibraciones, comparando vía sobre balasto con vía en placa en losa y en bloque:

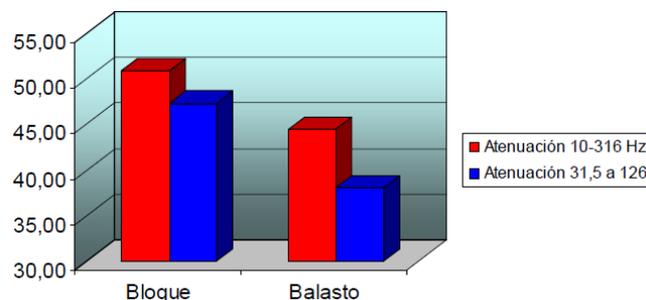


Figura 2. 14 Comparativa "a" vía en placa vs. vía convencional.

Fuente: Railtech-Sufetra-Tranosa

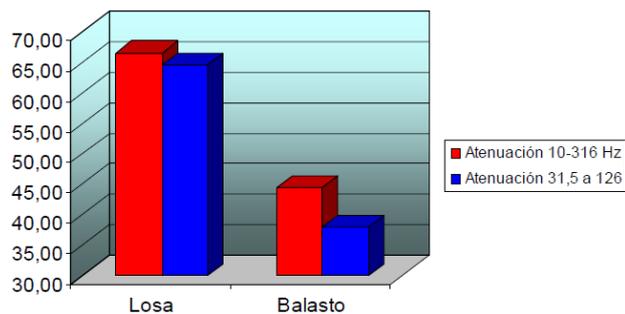


Figura 2. 15 Comparativa “b” vía en placa vs. vía convencional
Fuente: Railtech-Sufetra-Tranosa

Comparando sendos gráficos se observa que la vía en placa en losa es la que mayor atenuación proporciona. Pero cada sistema tiene sus ventajas e inconvenientes, a continuación se establece una comparativa de los diversos medios desde el punto de vista de la transmisión de vibraciones al entorno:

	Balasto	Bloques	Losa Flotante
Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> - Menor coste de construcción - Posibles modificaciones de vía sin grandes dificultades 	<ul style="list-style-type: none"> - Resistencia a la degradación - Reducción de costes de mantenimiento - Reducción de transmisión de vibraciones 	<ul style="list-style-type: none"> - Frecuencia natural baja - Mayor reducción transmisión de vibraciones - Sustitución fácil del bloque - Mantenimiento mínimo
Inconvenientes	<ul style="list-style-type: none"> - Degradación del balasto y del subsuelo - Mayor coste de mantenimiento - Transmisión de vibraciones 	<ul style="list-style-type: none"> - Coste de fabricación elevado - No es la que más reduce las vibraciones - Modificaciones de trazado no sencillas 	<ul style="list-style-type: none"> - Coste elevado - Modificaciones de trazado no sencillas

Tabla 2. 1 Comparativa entre diferentes tipologías. Fuente: Railtech-Sufetra-Tranosa

Como ocurre con la superestructura, el terreno es un factor fundamental en la transmisión de vibraciones. Según el tipo de medio (homogéneo o estratificado), espesor de la capa y sus propiedades, la atenuación de las vibraciones será diferente.

Con el fin de predecir los efectos sobre las zonas próximas a la infraestructura, es necesario conocer los tipos de ondas más importantes que se producen y transmiten por el medio, así como su modo de propagación. Dicha tipología es citada a continuación:

2.4.1. Propagación en un medio elástico homogéneo

Para el caso ideal de un terreno compuesto por materiales infinitamente elásticos, la transmisión de vibraciones puede llevarse a cabo mediante la dilatación o los movimientos de corte.

Es por ello que se tienen dos tipos de velocidades fundamentales de propagación, dependiendo estas de las propiedades del terreno por el que se transmitan, según las siguientes ecuaciones:

$$c_1 = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

$$c_2 = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Donde:

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (\text{Ec. 2.10})$$

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)} = G \quad (\text{Ec. 2.11})$$

Siendo:

- E: Módulo de Young
- ν : Coeficiente de Poisson
- ρ : Densidad del material
- μ , λ : Constantes de Lamé

C_1 y C_2 se corresponden respectivamente con las ondas de compresión y de dilatación, también llamadas ondas P (primarias) y ondas S (secundarias).

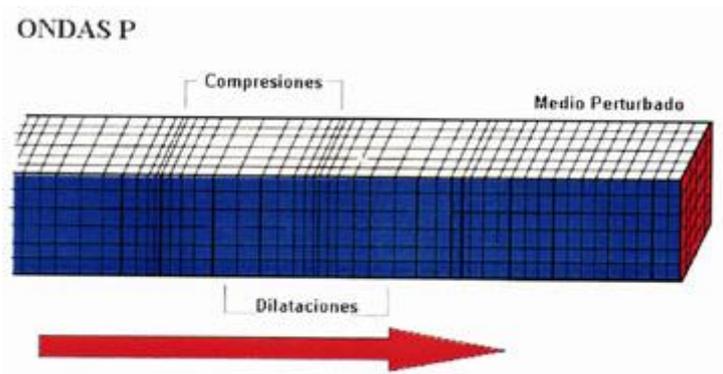


Figura 2. 16 Ondas P (Primarias). Fuente: Universidad de los Andes-Tachira

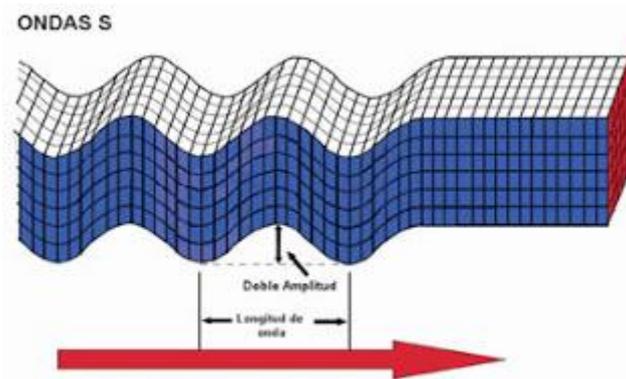


Figura 2. 17 Ondas S (Secundarias). Fuente: Universidad de los Andes-Tachira

De dicha ecuación se deduce que la velocidad de transmisión de las Ondas P es significativamente mayor que la de las ondas S, lo cual se expone en el siguiente gráfico:

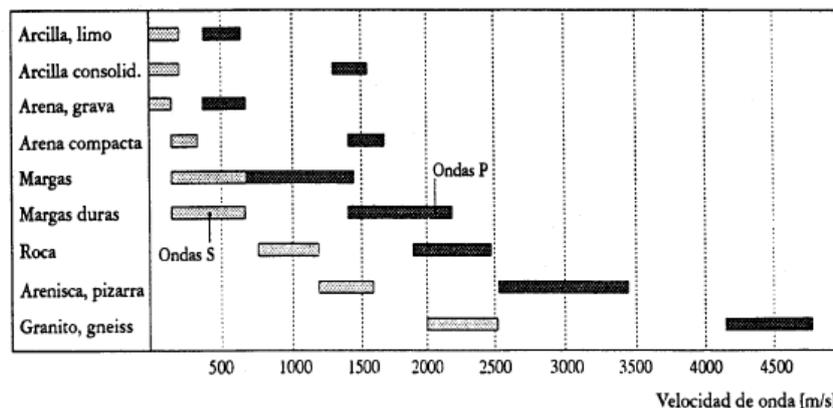


Figura 2. 18 Velocidad de transmisión de las ondas S y P en función del terreno. Fuente: Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de Cataluña

Por otro lado, podemos encontrarnos las conocidas como “Ondas de Rayleigh” que son el resultado de la combinación de movimientos de dilatación y corte debido a suponer el terreno como un semi-espacio de material homogéneo elástico.

Destacar que la velocidad de estas ondas es inferior a la de cualquier otra (aproximadamente entre un 5 y un 13% inferior a las ondas S) El movimiento de las ondas de Rayleigh es el resultado de superponer los movimientos de las ondas P y de las ondas S, es decir, de superponer los movimientos de compresión de las P y de corte de las S generando un movimiento elíptico en la superficie libre del terreno y transmitiendo mayor energía que las anteriores.

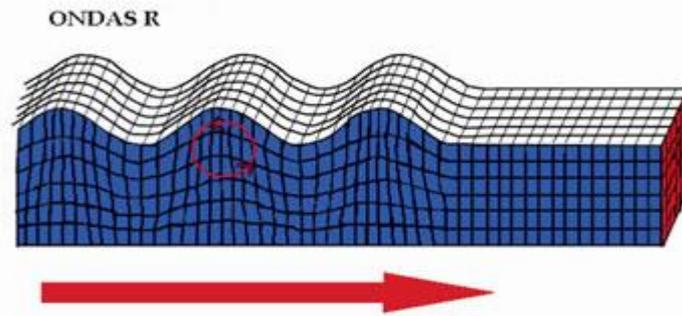


Figura 2. 19 Ondas Rayleigh. Fuente: Universidad de los Andes-Tachira

Cuando las ondas llegan a la superficie se transforman en Ondas L (Love) que se propagan por la superficie de discontinuidad de la interfaz de la superficie terrestre (tierra-aire y tierra-agua). Estas ondas tienen una afección sensiblemente reducida al ferrocarril, debido a que su magnitud es menor a las generadas por el propio ferrocarril.

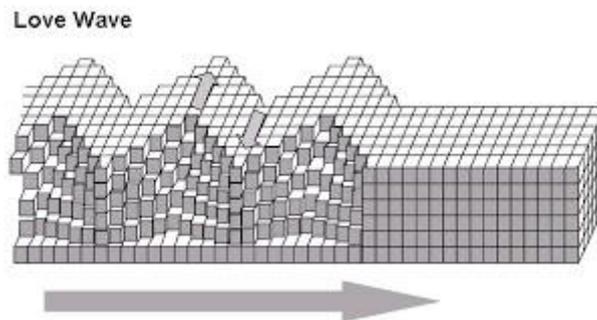


Figura 2. 20. Ondas L (Love). Fuente: Universidad de los Andes-Tachira

2.4.2. Propagación en un medio estratificado

Los suelos suelen presentar varias capas en su composición, siendo las superiores normalmente compuestas por materiales más blandos con pequeñas potencias respecto de las capas inferiores (0'5-3m.). Esta estratificación induce un efecto importante en la propagación de las vibraciones ya que éstas se mueven paralelamente a la superficie a través de unos modos o tipos de ondas.

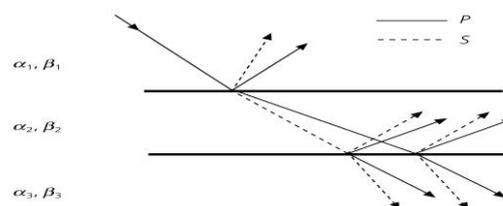


Figura 2. 21 Transmisión de ondas P y S en un medio estratificado. Fuente: Cruz-Atiienza. Universidad Nacional Autónoma de México.

Así pues, en un terreno estratificado en el que el estrato superior es más blando que el inferior, las vibraciones se propagarán por el estrato superior menos rígido tal y como se muestra en el siguiente gráfico:

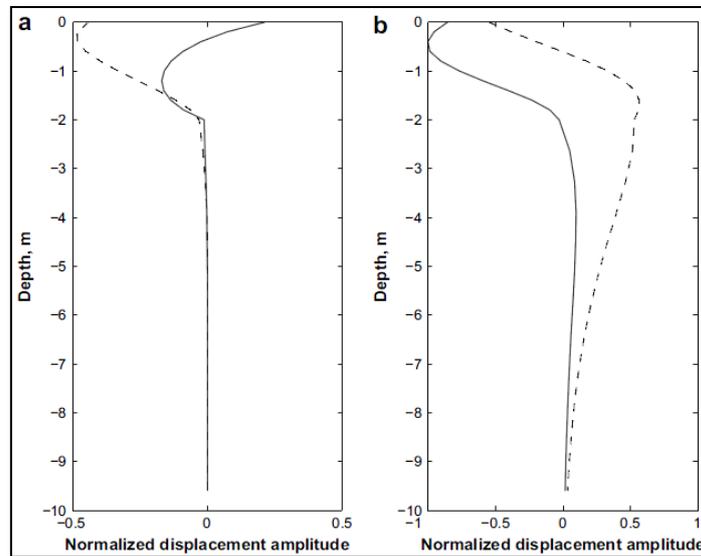


Figura 2. 22. Desplazamientos provocados por los dos primeros modos de vibración del terreno para $f=40$ Hz. Fuente: D. Thompson (2009).

2.5. Efectos de las vibraciones

2.5.1. Efectos generales sobre la propia estructura

Como se ha citado anteriormente, las vibraciones tienen una afección directa sobre la superestructura ferroviaria, siendo sus efectos especialmente perjudiciales sobre vías convencionales sobre balasto. En este caso de vía convencional, el paso del material circulante provoca unos esfuerzos que son transmitidos por las traviesas a la capa de balasto, afectando dichos esfuerzos a la capacidad de reacción y comportamiento del material. Algunos de estos efectos son la pérdida de rozamiento entre partículas, rigidez vertical y resistencia lateral así como la pérdida de contacto con las caras de la traviesa que generan un rápido deterioro del lecho de balasto y su estabilidad, perdiendo alineación y calidad geométrica del trazado. Debido a la velocidad y la aceleración de las partículas de balasto su comportamiento variará, como puede comprobarse en el gráfico que a continuación se detalla.

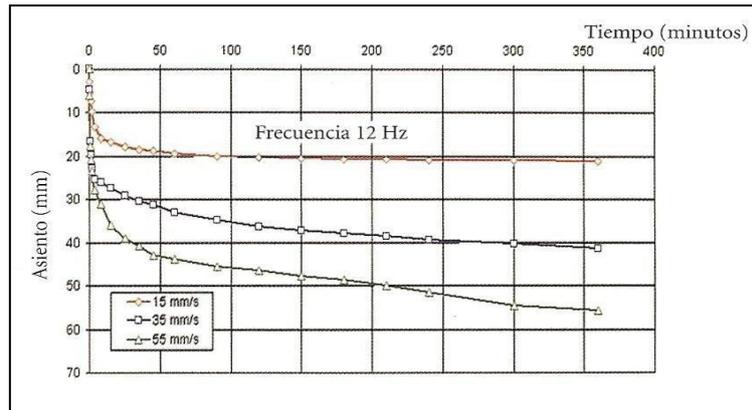


Figura 2. 23 Relación asiento-tiempo para diferentes velocidades de vibración.
Fuente: López Pita (2006)

Como se aprecia en el gráfico anterior, el comportamiento del balasto varía significativamente en función de la velocidad de vibración de las partículas. Con aceleraciones entorno a los $0,7-0,8$ g se comenzaran a apreciar efectos negativos sobre el balasto, siendo estos la pérdida de fricción, descompactación, formación de huecos mayores comportándose como un fluido disminuyendo la resistencia lateral de la vía.

Cuando las aceleraciones superan el umbral de $0,8-1,6$ g se produce entonces la licuefacción total del balasto con las siguientes consecuencias:

- Pérdida de soporte vertical: Lo cual generará no sólo la incapacidad de soportar las cargas verticales sino que también producirá cambios en la geometría de la vía y torsiones en el carril como consecuencia de los asientos experimentados. Los cambios en la geometría pueden incidir en la distribución de pesos sobre la vía, provocando un desgaste prematuro de uno de los carriles así como una posible pérdida de contacto rueda-carril.
- Pérdida de soporte lateral: Al igual que ocurría en el anterior, no solamente se va a perder capacidad de soportar los esfuerzos laterales generados al paso del tren, sino que se pueden encontrar cambios en la alineación y pandeo.
- Pérdida de soporte longitudinal: Los esfuerzos de aceleraciones y frenadas son transmitidos por las traviesas al balasto por toda su superficie longitudinal, lo cual limita las consecuencias de esta pérdida debido a que dicha superficie es sustancialmente grande (pudiendo llegar a los 2,5 m en caso de traviesas monobloque)

Con el fin de evitar dichas consecuencias, se realizan las oportunas operaciones de mantenimiento. Operaciones como el bateo de la vía o el alineado y amolado del carril que se hacen indispensables ya que a pesar que suponen unos gastos económicos importantes, podrán ser mantenidos los estándares de calidad asignados a dicha vía.

2.5.2. Efectos sobre las estructuras colindantes

Los efectos de las vibraciones en edificaciones próximas dependen de parámetros como el tipo y la profundidad de la cimentación, tipo de estructura (metálica u hormigón), número de forjados, separación entre ellos, canto y luz de los forjados y secciones de muros y jácenas.

Cada estructura tiene diversas frecuencias naturales o propias las cuales corresponden a los diversos modos de vibrar. Dichos modos pueden ser agrupados en dos categorías:

- Oscilaciones horizontales (de la estructura sustentadora)

Son dependientes del número de plantas del edificio. Como aproximación, la primera frecuencia se suele aproximar a la relación:

$$f_h \approx 10/\text{pisos} \quad (\text{Ec. 2.12})$$

- Oscilaciones verticales (básicamente de los techos)

Las frecuencias verticales están comprendidas entre los 25 y los 50 Hz para edificaciones de luces pequeñas (como edificios de viviendas), aunque pueden variar significativamente en función del tipo de soporte, masa oscilante, luz, elementos de cerramiento, etc.

Como criterio general, se puede aproximar su valor mediante la siguiente ecuación:

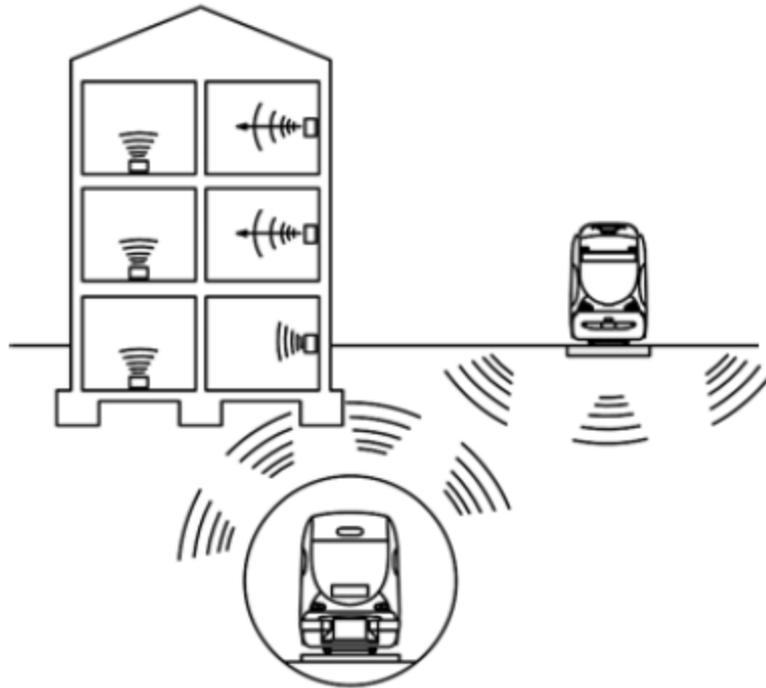
$$f_v \approx K \cdot 1/L^{1/2} \quad (\text{Ec. 2.13})$$

Siendo:

- L=luz

Dichas vibraciones afectan directamente a las cimentaciones de las edificaciones próximas y pueden llegar a comprometer su estabilidad ya que inducen efectos dinámicos en las mismas con las consecuentes deformaciones temporales.

En general, el paso de los ferrocarriles no provoca el colapso de la estructura, pero sí que puede provocar asientos diferenciales debidos a la amplitud de las vibraciones recibidas y que, en caso de que la frecuencia coincida con la natural de la estructura, puede provocar la resonancia de la edificación. En cualquier caso, las vibraciones afectan considerablemente al confort de la edificación.



*Figura 2. 24 Generación y transmisión de vibraciones del ferrocarril en estructuras próximas.
Fuente: Lakušić, S., & Ahac, M. (2012)*

2.5.3. Efectos sobre las personas

Al igual que las vibraciones afectan a las estructuras, éstas también pueden repercutir en el cuerpo humano. Así, exposiciones prolongadas a ciertos niveles de vibración pueden dar lugar a consecuencias como malestar, interferencias sensoriales, alteraciones en funciones fisiológicas, cardiovasculares, respiratorias, endocrinas, metabólicas y neuromusculares y finalmente efectos a largo plazo como afecciones a la columna vertebral. Puesto que el presente trabajo final de máster se centra los efectos causados sobre la superestructura, dichas consecuencias para el ser humano no serán estudiadas.

2.6. Introducción a las medidas de mitigación de ruido y vibraciones

Con el fin de mitigar las vibraciones en el entorno, en la actualidad se dispone de diversos elementos tanto para vía en placa como para convencional que atenúan dichas vibraciones. Para mitigar estas vibraciones se puede actuar sobre el propio emisor, sobre el receptor o sobre el terreno que las transmite. Las medidas comúnmente utilizadas son:

- Limitar la emisión
- Mejorar la regularidad del carril

- Disminuir juntas
- Evitar radios cerrados
- Colocación de elastómeros entre carril y traviesa
- Colocación de elastómeros bajo traviesa
- Operaciones de bateo y/o renovación de balasto
- Colocación de elastómeros bajo balasto
- Losa flotante

Si se actúa sobre el vehículo se puede:

- Acotar parámetro de velocidad
- Acotar parámetro de rodadura

A continuación se resumen brevemente algunas de las actuaciones más comunes para la mejora del nivel de vibraciones en el entorno:

1. Proyectar la construcción de la vía con carril continuo soldado y aparatos de corazón móvil que actuarán sobre la generación de vibraciones, ya que las juntas de aislamiento, corrugas o irregularidades, los aparatos de cambio de vías, etc., son frecuentemente los causantes de altos niveles de ruido y de vibraciones en el rango alto de frecuencias (100Hz-200Hz). Esta medida se debe complementar con campañas de inspección para reducir los defectos sobre carriles, tal y como se aprecia en la siguiente imagen:



Figura 2. 25 Junta con defecto. Fuente: Elaboración propia.

2. Para las vías sobre balasto, cubrir el alma del carril con un material de amortiguamiento consigue una reducción sensible en el nivel de ruidos y vibraciones (aunque en menor medida si la vía pasa por un túnel). Además, los amortiguadores del alma del carril no resultan afectados en los trabajos de bateado y rectificado.



*Figura 2. 26 Material de amortiguamiento en el alma del carril.
Fuente: Hering – Systemised Construction Solutions*

3. Variación del espesor de la capa de balasto: Un espesor por encima de 30 cm no produce una mejora apreciable, sin embargo un espesor por debajo de dicho nivel sí que incide en un aumento del deterioro. Este punto está muy relacionado con el bateo y la necesidad de mantenimiento de la vía.

4. Engrasado de pestañas y de vía, que permite reducir el ruido por fricción al paso por curvas cerradas. Los de vía solamente se emplean en situaciones puntuales ya que generan suciedad en la infraestructura y son difíciles de calibrar.



Figura 2. 27 Engrasador de carril. Fuente: Fernández García, José Luis (2012)

5. Colocación de una manta elastomérica. Se consigue reducir notablemente los niveles de vibración, pero su durabilidad está cuestionada ya que afectan al asiento de la vía.

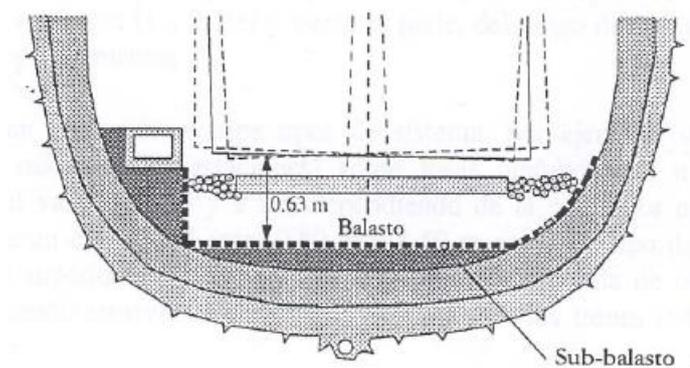


Figura 2. 28 Manta elastomérica bajo balasto. Fuente: Bachiller Saña, Adrina (2013)

6. Sistemas de sujeción de vía en placa. Se consiguen reducir sustancialmente el nivel de vibraciones. Ejemplos de este tipo de sujeciones son DFF/T, ADH y Vanguard.

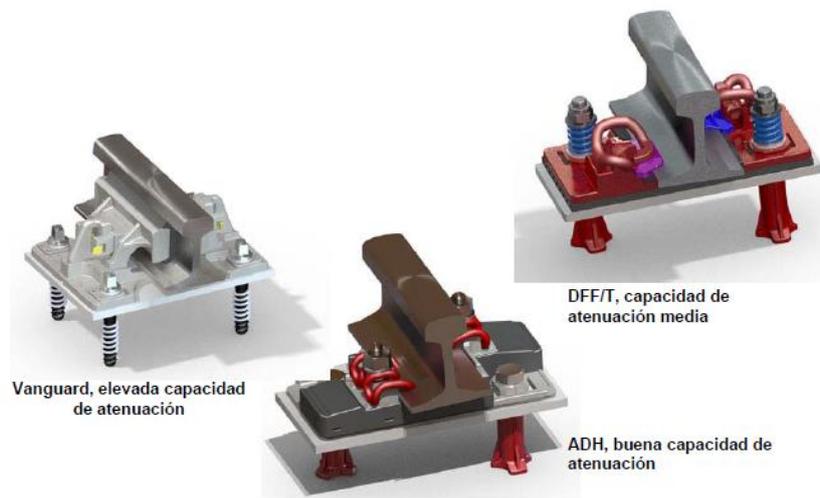


Figura 2. 29 Sistemas de sujeción de vía en placa. Fuente: Sufetra Railtech

7. Almohadillas bajo bloque. De capacidad de absorción de vibraciones media, se suministra premontada admitiendo sujeciones nabra o clip SKL-1.



Figura 2. 30 Almohadillas bajo bloque. Fuente: Sufetra Railtech

Las traviesas, que están empotradas en la placa principal, quedan cubiertas inferior y lateralmente por un producto de tipo caucho cuya principal finalidad es proporcionar elasticidad transversal y amortiguación adecuada al sistema. Así, estos sistemas presentan un doble plano de elasticidad separado por una masa intermedia, consiguiendo que las traviesas trabajen como si estuvieran articuladas y quedando libres en parte, pudiendo de esta forma realizar un giro al paso de las cargas móviles. Se reproduce así el efecto elástico y de absorción de energía del balasto.

El interés de estos sistemas reside en una captación selectiva de los tipos de frecuencias nocivas, en los niveles donde se manifiestan: las altas frecuencias que se transmiten por el propio carril en nivel de sus sujeciones elásticas a las traviesas y las bajas frecuencias, por el elastómero que recubre la traviesa.

8. Adición de materiales elastoméricos en el carril embebido. Estos materiales, como la resina de matriz polimérica mezclada con polvo de caucho procedente de neumáticos fuera de uso (NFU), han demostrado ser una medida sumamente eficaz en la atenuación de vibraciones.



Figura 2. 31. Carril embebido en resina con polvo de caucho. Fuente: Acciona Infraestructuras.

En cualquier caso, y tal y como se ha comentado, posteriormente en el capítulo 8 se realiza un estudio más exhaustivo sobre las medidas de mitigación centradas en el caso de la vía en placa y entornos urbanos.

Capítulo 3

Estado del arte

Para comenzar, se procederá a hablar de los hitos históricos más importantes acontecidos a lo largo de la historia, para ello, se hará una breve reseña tanto a la historia del ferrocarril como al método de análisis por elementos finitos. Tras esta breve reseña histórica se procede a comentar los avances realizados en el campo de las juntas ferroviarias en los últimos años.

3.1. Reseña histórica del ferrocarril y los elementos finitos

3.1.1. Reseña del ferrocarril

En el año 1804 se inauguró en Inglaterra el primer ferrocarril de servicio público. Unía Wands-Worth-Croydon y Carshalton y sus trenes eran remolcados por tiros de caballos. Diez años más tarde se inició un movimiento revolucionario con la introducción de la máquina de vapor de George Stephenson.

El ferrocarril, también conocido con el nombre de camino de hierro, es resultado de un prolongado proceso iniciado a mediados del siglo XVII para el transporte de carbón en las minas de Inglaterra y Alemania. En aquellos entonces, la vía estaba construida por unos largueros de madera apoyados y clavados sobre unas traviesas, también de madera. Más tarde, para evitar el desgaste de la madera, se forraron las caras superiores de los largueros con chapa; al mismo tiempo se conseguía el guiado de las ruedas añadiendo a éstas una pestaña en su parte interna. Posteriormente, su forma tronco-cónica permitió mayores velocidades al facilitar la inscripción de los carruajes en las curvas.

Se puede considerar como fecha a destacar en los caminos de hierro la del 27 de septiembre de 1825, que fue cuando se inauguró la línea Stockton-Darlington, en Inglaterra.

En España, el ferrocarril llegó primero a la provincia caribeña de Cuba, y después al suelo peninsular. En efecto, el 19 de noviembre de 1837 se inauguraba el tramo entre La Habana y Bejucal, dentro de la línea de La Habana a Güines.

La primera construcción ferroviaria peninsular correspondió a la línea Barcelona-Mataró en 1848; a la que siguió en 1851 el Madrid-Aranjuez que posteriormente se prolongó hasta Albacete.

En 1941 nace la Red de los Ferrocarriles Españoles RENFE, aglutinando, rescatando y reconstruyendo las líneas de las principales compañías privadas existentes entonces.

Durante años coexisten los tres tipos de tracción (vapor, diésel y eléctrica), hasta que en 1975 en la estación de Vicálvaro en Madrid, el entonces príncipe de Asturias, Juan Carlos I, apagó la última caja de fuegos de la tracción vapor.

Otro hito histórico en el ferrocarril español se dio en 1992 con la inauguración de la primera línea y tren de alta velocidad AVE que une Madrid y Sevilla.

El 1 de enero de 2005 con la entrada en vigor de la Ley del Sector Ferroviario, RENFE desaparece como tal empresa y se segrega en dos nuevas empresas totalmente independientes: Renfe Operadora (integrada básicamente por las UU.NN. dedicadas al transporte tanto de viajeros como de mercancías) y el Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (Adif) (integrado básicamente por las UU.NN. dedicadas al mantenimiento de la infraestructura, terminales de mercancías, y circulación), que absorbe al Gestor de Infraestructuras Ferroviarias (GIF) creado en el año 2000.

3.1.2. Elementos finitos

Con la evolución del ferrocarril y las mejoras introducidas, se ha producido un aumento en estándares de calidad y comodidad a la vez de una creciente preocupación por el mantenimiento de la infraestructura, todo ello ha dado lugar a un gran número de investigaciones en este campo, muchas de las cuales han sido llevadas a cabo mediante el Método de Elementos Finitos.

El Método de Elemento Finito o Finite Element Method (FEM), es un método de cálculo numérico que surgió como tal en la década de los 60's. Sin embargo su forma más conceptual fue propuesta por Isaac Newton dentro de las bases de cálculo integral y diferencial. Desde entonces se ha convertido en una de las herramientas más novedosas tanto a nivel académico como industrial. El método fue propuesto en 1943 para un uso estructural, ya que se podían representar elementos como vigas y sólidos sujetos a esfuerzos. No fue hasta 10 años después, cuando se obtuvieron los primeros resultados satisfactorios, puesto que se extendieron los alcances y aplicaciones de este método para resolver problemas tridimensionales con el desarrollo de matrices de rigidez tetraédrica. En esta etapa, la modelación matemática se enfocaba únicamente en deformaciones elásticas, concentración de esfuerzos con cargas estáticas y desplazamientos cortos.

En 1964 finalmente se pudieron comenzar a considerar dentro del análisis de elementos finitos los análisis térmicos y deflexiones de gran magnitud. Un año después se comenzaron a aplicar los análisis dinámicos con los cuales se exploraron los campos de flujo, torsiones de flecha y conducción de calor.

3.2. Descripción del elemento a analizar

Los materiales de construcción, por lo general, se ven sometidos a contracciones, expansiones o alabeos, debidos a variaciones en la humedad y temperatura ambiente. Estas tensiones no deben ser superiores a la resistencia interna del material para no llegar a fisurarlo. En el caso del ferrocarril, los materiales empleados son capaces de soportar estas tensiones generadas.

Para controlar los movimientos que generan las tensiones producidas en el interior de los carriles, se recurre a las “Juntas de Dilatación”.

La junta es el punto de unión de dos carriles, separados a una distancia determinada, en función de una temperatura máxima y mínima conocidas, la cual permite los movimientos de contracción y dilatación provocados por las variaciones de temperaturas existentes a lo largo del tiempo.

En la actualidad existen diversos tipos de juntas con las que poder unir los extremos de los carriles. De las juntas tradicionales formadas por una brida y unos pernos que la unían al carril, evolucionando a juntas aisladas creadas por la necesidad de aislar eléctricamente los carriles entre sí, con el fin de poder situar los elementos de seguridad que actualmente vienen siendo utilizados, a por último juntas aisladas encoladas.

Como norma general existen diversos tipos de bridas según el peso de los carriles que han de unir: 42,5, 45 normal, 45 prima y 54 kg. etc., estando en período de extinción todas las correspondientes a carriles de peso inferior a 45 kg.

Las bridas se colocan por parejas a cada una de las caras del alma de los extremos de carril que han de unir y, para fijarlas, se aprisionan mediante tornillos que las atraviesan cuya función es hacerlas solidarias con los carriles. Los tipos de tornillos varían de acuerdo con las bridas que unen.

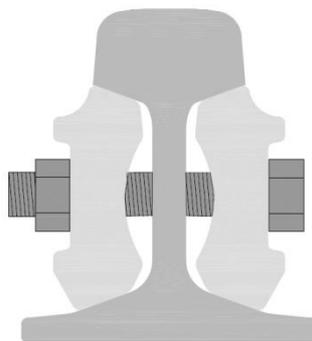


Figura 3. 1 Detalle carril UIC54 con brida y pernos de unión. Fuente: Elaboración propia.

Para empezar se van a citar algunas de las distintas tipologías de juntas existentes en la actualidad y los elementos que las componen.

- **Brida tradicional:** Existen multitud de variedades de bridas, se llamará tradicional a aquella cuya función es únicamente la de unir el carril.



Figura 3. 2 Brida tradicional. Fuente: José Abadia Almolda

Esta brida se compone de:

- Dos bridas metálicas
 - Entre cuatro y seis fijaciones o tornillos
- **Brida aislante:** La misión de una junta aislantes consiste en unir, rígida y aisladamente dos tramos de carril. El paso de las ruedas sobre a junta aislante permite el accionamiento de la señalización. En la actualidad existen multitud de juntas aislantes, algunos ejemplos son la junta aislante de fibra de vidrio y la de madera baquelizada.
 - **Brida aislante de madera baquelizada:** En las juntas aislantes, como piezas de unión de los carriles, se han venido empleando bridas de madera con una sección resistente adecuada, compatibles con una fácil inspección de la sujeción del carril en la zona de la junta.

Para fortalecer las bridas se utilizaba una escuadra de acero, aislada mediante otra de fibra. Tales juntas no se emplean en la actualidad, habiendo quedado en desuso y a extinguir.

El aislamiento producido por las bridas de madera se mejoró impregnándolas de baquelita, con lo que se aumentaba, al propio tiempo, su resistencia. Estas juntas baquelizadas se utilizaron primeramente, también en desuso y a extinguir.

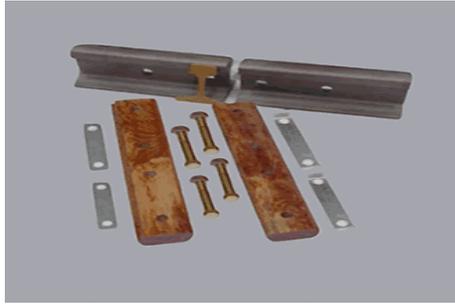


Figura 3. 3 Brida aislante de madera baquelizada. Fuente: José Abadia Almolda

Esta brida se compone de:

- Dos bridas de madera baquelizada
 - Cuatro fijaciones o tornillos.
 - Cuatro pletinas de freno.
 - Cuatro pletinas planas.
 - Un separador de 10 mm. de espesor.
-
- **Junta aislante de fibra de vidrio:** Este tipo de juntas aislantes se montan en los límites de los circuitos de las vías para evitar el paso de la corriente eléctrica. Están constituidas de forma que sus elementos se interponen entre todas las superficies metálicas que pudieran tener contacto sin su existencia.



Figura 3. 4 Brida aislante de fibra de vidrio. Fuente: José Abadia Almolda

Esta brida se compone de:

- Dos bridas de fibra de vidrio
- Cuatro fijaciones o tornillos.
- Cuatro pletinas de freno.

- Cuatro pletinas planas.
 - Un separador de 10 mm. de espesor.
-
- **Junta aislante encolada:** Otra forma de aislar los circuitos de vía, es la colocación de juntas aislantes encoladas que bien pueden ser montadas previamente en taller o montadas In Situ.

Para utilizar este equipo, es previamente necesaria una buena limpieza del carril, es decir desoxidar y desengrasar las superficies de unión así como esmerilar las posibles marcas del carril, que pueden existir en dichas superficies. Es conveniente contar con un sistema calefactor para precalentar las superficies de unión a fin de reducir el tiempo de endurecimiento de la resina y, a la vez, aumentar la resistencia a la tracción de la junta.

Existen multitud de compuestos para realizar juntas encoladas en este caso se ha citado uno como ejemplo.



Figura 3. 5 Breda aislante encolada. Fuente: José Abadia Almolda

Este tipo de montaje se compone de:

- Dos bridas de acero laminadas
- Un separador entre carriles de poliamida (aislamiento Carril-Carril).
- Dos tejidos fibra de vidrio
- Cuatro casquillos de poliamida.
- Cuatro fijaciones alta resistencia con:
 - Cuatro tuercas
 - Cuatro arandelas

- Cuatro tornillos
- Cuatro arandelas
- Un bote resina sintética
- Un bote endurecedor resina

3.3. Estado del arte

Dentro del estado del arte se van a tratar dos temas diferenciados. En primer lugar se verán los hitos más importantes acontecidos sobre el desarrollo del cálculo por elementos finitos y en segundo lugar los avances realizados en el estudio de las juntas ferroviarias.

3.3.1. Elementos finitos

Ante el creciente interés en la predicción de vibraciones producidas por el ferrocarril, se han realizado multitud de modelos numéricos de predicción. Al principio de su desarrollo se realizaron modelos analíticos y semi-analíticos. Actualmente esta tendencia ha cambiado, para pasar a utilizarse los modelos de elementos finitos, ya que estos ofrecen un abanico importante de cálculos. El estudio desarrollado en el presente trabajo final de máster se centrará en este método, para cuyo desarrollo se empleará el programa de elementos finitos ANSYS.

Existen diversos modelos para simular el comportamiento de la infraestructura ferroviaria, dichos modelos son citados a continuación en orden de menor a mayor complejidad:

- Viga (carril) sobre traviesas apoyadas sobre un medio continuo.
- Viga (carril) sobre apoyos discretos incluyendo la modelización del balasto.
- Viga (carril) sobre apoyos discretos.
- Viga (carril) sobre apoyo elástico continuo.

Cada modelo en función de su complejidad permite simular comportamientos elásticos o plásticos y estáticos, cuasi-estáticos o dinámicos. En primer lugar hay que citar el modelo de carril apoyado sobre un medio elástico continuo, el cual fue desarrollado por Winkler en 1867 y solamente es válido para el cálculo estático de la vía. Dicho método todavía es utilizado en la actualidad y consiste en apoyar el carril sobre muelles de

rigidez lineal colocados uniformemente, obteniendo de manera rápida y sencilla la deflexión de la vía, aunque su principal desventaja es que no permite estudiar el comportamiento dinámico.

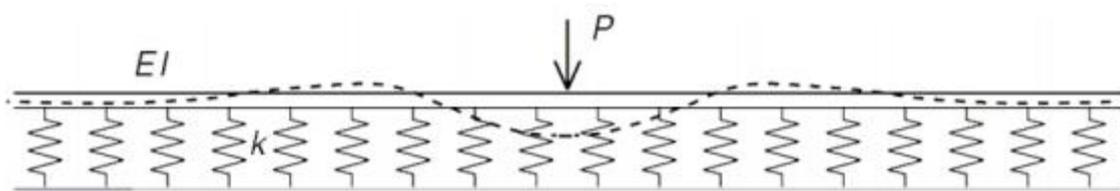


Figura 3. 6 Deflexión del carril provocado por la aplicación estática de una carga en el modelo de Winkler. Fuente: Handbook of railway vehicle dynamics.

Grassie y Cox en 1984 utilizaron este modelo para estudiar el resto de elementos que componen la vía por separado, concluyendo que las grandes deformaciones en la traviesa eran debidas a resonancias en la misma poco amortiguadas.

Peplow et al. ya en el año 1996, utilizaron el modelo de viga sobre apoyos discretos para modelizar la interacción vía-vehículo sustituyendo la masa puntual que representaba la traviesa por una viga elástica situada sobre un apoyo elástico. Oscarsson en el 2001 utilizó el modelo de viga que incluía la modelización del balasto, incorporando más masas al modelo de viga sobre apoyos discretos y utilizando cargas móviles para la representación del paso del vehículo ferroviario.

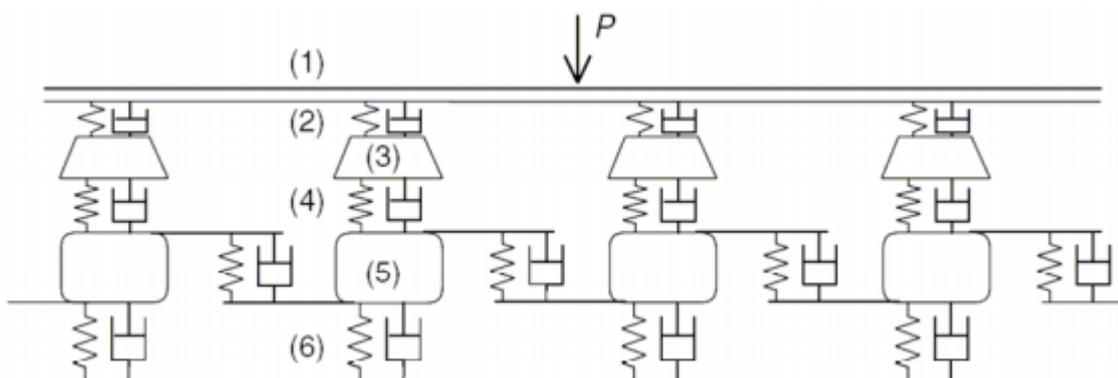


Figura 3. 7 Modelo empleado por Oscarsson. Fuente: Tesis Doctoral de Oscarsson.

El modelo sobre traviesas apoyadas sobre un medio continuo ha sido utilizado para la modelización con Elementos Finitos en dos y tres dimensiones. Estos modelos, son mucho más precisos, pero tienen el inconveniente de que implican grandes costes computacionales. Además se modelizan los elementos de la vía apoyándolos sobre cuerpos bidimensionales o tridimensionales que simulan las capas sobre las que se sustenta la vía, permitiendo conocer el estado tensional y deformaciones de todos los puntos del modelo al introducir sus parámetros geotécnicos e introducir diversos modelos constitutivos de los materiales, algunos de los autores que utilizan dicho

modelo es Drucker-Prager entre otros muchos.

Para el completo desarrollo de estos modelos, se deben caracterizar tres partes fundamentales. En primer lugar, hay que caracterizar la fuente de vibración (contacto rueda-carril), por otro lado la propagación de las ondas (paquete de vía) y finalmente la propia estructura sobre la que se sustenta la fuente (terreno).

En el proceso de caracterización de la fuente de vibración, Krylov en 1996, desarrolló un modelo analítico para la representación de la carga cuasiestática de la carga transmitida al terreno, despreciando las irregularidades de la rueda y del carril el cual se representaba como una viga continua de Euler-Bernoulli sobre un semiespacio elástico que puede ser homogéneo o estratificado. En primer lugar se considera el tren desplazándose a velocidad constante, lo cual inducía una deflexión sobre el carril, y a continuación las traviesas que se encuentran en la parte flectada eran las que transmitían la presión al suelo y las vibraciones verticales del terreno eran calculadas empleando funciones de Green a partir de las ondas de Rayleigh.

El defecto de este modelo radicaba en la no consideración de la interacción vía-suelo. Dieterman y Metrikine también en 1996 y Metrikine y Popp en 2000, desarrollaron esta interacción representando la vía como elástica, sobre un semiespacio también elástico empleando transformadas de Fourier en dirección y en la coordenada temporal bajo la suposición de que la geometría de la viga es homogénea en dirección longitudinal. Dichos autores, despreciaron las tensiones tangenciales en la interfase vía-suelo con una distribución uniforme de las tensiones normales a lo largo de la sección transversal de la vía, dichas hipótesis eran únicamente validas cuando circulaba el tren a una velocidad moderada como concluyeron en sus estudios los autores Steenberg, Metrikine en 2007.

Jones y Sheng en 1999, junto con diversos colaboradores, adoptaron las simplificaciones propuestas por Metrikine para representar la vía con elementos viga y elementos muelle acoplados a un sistema que representa el comportamiento dinámico de un terreno estratificado. Posteriormente Sheng et al. en 2006, analizaron el caso de una carga armónica y presentaron el caso de una carga móvil. En dicho estudio se concluyó que cuando el vehículo se desplaza a una velocidad muy inferior a las ondas de Rayleigh en el suelo, la importancia de las vibraciones debidas a las irregularidades del carril son tan importantes como las debidas al efecto cuasi-estático de la carga, cosa que no ocurre cuando la velocidad se aproxima a la velocidad de propagación de las ondas, momento en el cual las vibraciones en el terreno se deben fundamentalmente al efecto del tren de cargas (carga cuasi-estática).

En 2005, Auersch, propuso un modelo para el análisis vehículo-vía-suelo de la línea de alta velocidad alemana, representando el vehículo como un modelo multicuerpo, la vía mediante el método de los elementos finitos y el suelo mediante el método de los elementos de contorno en el dominio de la frecuencia y del número de onda. Este tipo

de modelo que tiene en cuenta la triple interacción, ha sido posteriormente ampliado por Lombaert et al. en 2005

En la actualidad no hay limitaciones al cálculo gracias al método de los elementos finitos, así pues, el único condicionante existente deriva de los tiempos de cálculo del ordenador. Este avance ha conducido a la realización de múltiples estudios para conocer y optimizar la vía del ferrocarril. Un claro ejemplo es el caso de Markine et al. el cual en 1998, estudió como una variación en las características de los materiales que componen una vía en placa podía afectar a la generación de vibraciones.

Hay que destacar la colaboración de diversos autores como Kawakami et al. en 1995, cuyos estudios se centraron en analizar la transmisión de vibraciones por una viga curva de sección variable utilizando la función de Green; B. Kurzeck en 2009 analizando el efecto de la fricción en el contacto rueda-carril en un tramo curvo; Torstensson y Jens en 2011, realizaron diversos modelos de elementos finitos en los que se analizaron la interacción vía-vehículo en vías de reducido radio con presencia de desgaste ondulatorio de onda corta, o el estudio realizado en la Unidad de Ferrocarriles de la UPV en el que Real et al. en 2014 estudiaron el diseño de traviesas en tramos curvos mediante el método de los elementos finitos.

3.3.2. Juntas ferroviarias

Las juntas del ferrocarril son un punto donde se generan impactos de las ruedas con el carril, dando lugar a fuerzas dinámicas que actúan sobre el conjunto de la vía. Dichas sobrecargas eran calculadas mediante la formulación de Prud'homme y Eriau, como se ha visto en el punto “2.2.2. Influencia de la rigidez vertical de la vía”.

La resistencia a flexión de las juntas, es en general mucho menor que la de los carriles, como dicen los autores Wen y Zhang en su artículo de 2002, la junta es un punto de ausencia de rigidez vertical, en el cual con la finalidad de dotarla de cierta rigidez vertical a flexión se incorporan unos elementos denominados bridas. Como ejemplo, en su artículo los autores citan el caso particular de China, en el que existen carriles de 60Kg/m con un momento de inercia de $I=3217,0\text{cm}^4$ mientras que el momento de inercia correspondiente a las bridas o barras de unión es de $I=992.6\text{cm}^4$ aproximadamente de un tercio de la inercia del carril. Esto conduce a una anomalía en la homogeneidad del carril produciendo elevadas cargas dinámicas en la junta cuando las ruedas pasan sobre ella. Estas cargas adicionales producidas por las uniones son del orden de dos a tres veces mayores que las actuantes en el carril, en algunos casos pueden ser de hasta cinco veces mayor, acelerando el proceso de deterioro de la vía.

Dichas sobrecargas pueden producir desviaciones verticales, las cuales generan efectos de aplastamiento, desconchado, grietas en la región de unión del carril, además de la

rotura de traviesas o del deterioro de la capa de balasto.

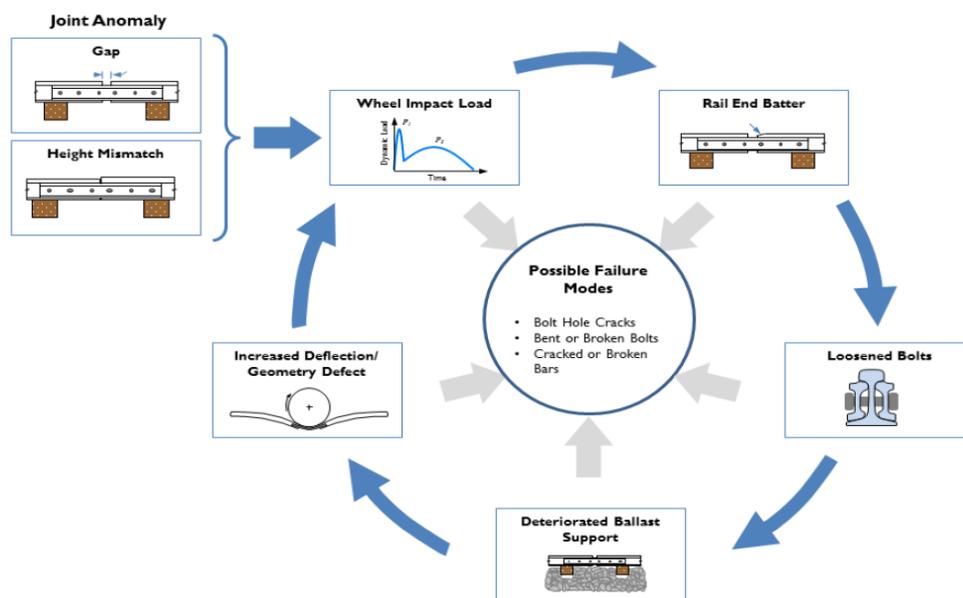


Figura 3. 8 Modos de fallo de las juntas Fuente: Michael E. (2014)

Los golpes de las ruedas anteriormente citados se caracterizan por fuerzas de impacto de alta frecuencia generadas por las altas amplificaciones de la carga estática que se produce para una duración muy corta (P1), seguido de una frecuencia relativamente baja, fuerzas de amplitud inferior (P2), que se producen para una mayor duración.

Las fuerzas P1 y P2 fueron citadas originalmente por Jenkins et al. en 1974 y Ahlbeck en 1980, con el fin de definir los valores pico de las fuerzas dinámicas verticales actuantes en la vía, que fueron producidas al paso de una rueda sobre la junta. La fuerza P1 incluye los componentes de muy alta frecuencia ($\gg 100$ Hz). La fuerza P2 se refiere a las componentes de frecuencia inferior (30 ~ 90 Hz). La fuerza P2 es debida principalmente a la respuesta de la masa no suspendida del vehículo y la masa de la vía, moviéndose ambas al mismo tiempo y causando abombamientos en el carril, endurecimiento del balasto y en casos más extremos rotura de la traviesa de hormigón. Por esta razón, la fuerza P2 es de gran interés.

El autor I. Grosioni, en su artículo de 2013, manifiesta que las fuerzas P1 son en gran medida influenciadas por la masa de las ruedas, la masa del carril y el ángulo de la articulación, mientras que el segundo pico o fuerza P2 se debe a la masa de las ruedas, la rigidez de la placa de asiento, la rigidez del soporte y el ángulo de articulación como se verá a continuación:

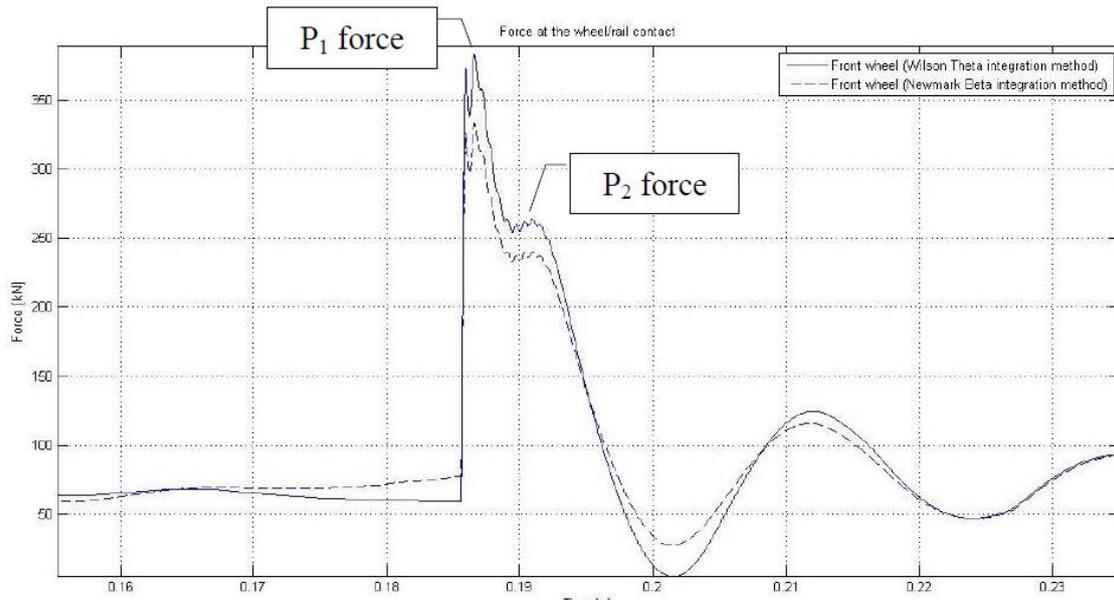


Figura 3. 9 Fuerza generada en el contacto rueda carril en la junta frente al tiempo.

Fuente: I. Grossoni, (2013)

La fuerza P1 puede ser calculada de manera aproximada mediante la siguiente ecuación descrita en el libro de Coentraad Esveld de 2001 y Norman Jones, C. A. Brebbia

$$P_1 = P_0 + 2\alpha V \sqrt{\frac{k_H m_{T1}}{1 + \frac{m_{T1}}{m_u}}} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Donde:

- P_0 = es la carga de la rueda estática (KN)
- 2α = es el ángulo de la articulación (rad)
- V = Velocidad del tren
- k_h = Rigidez de contacto hertziano (N/m)
- m_{T1} =Masa efectiva de la vía

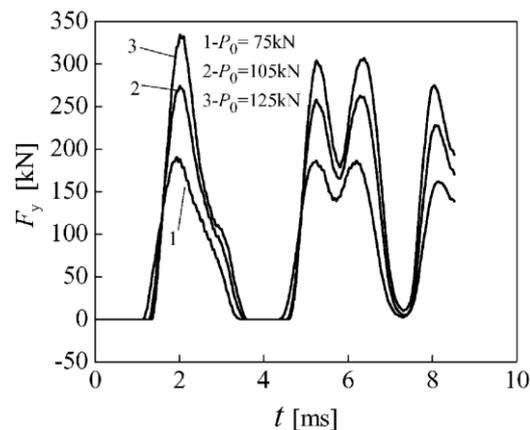
A continuación se expone la formulación para el cálculo de la constante de rigidez o de resorte de Hertz extraída del libro de Coentraad Esveld

$$k_H = \sqrt[3]{\frac{3E^2 Q \sqrt{R_{Rueda} * R_{cabeza\ del\ carril}}}{2(1-\nu^2)^2}} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Donde:

- R_{rueda} = Radio de la rueda
- $R_{\text{cabeza del carril}}$ = Radio de la cabeza del carril
- E = Modulo elástico
- ν = Constante de Poisson's
- Q = Carga vertical de la rueda

Numerosos autores trabajan estudiando las afecciones de estas fuerzas sobre el conjunto de la vía. Así pues los autores Zefeng Wen, Weihua Zhang en los años 2002 y 2003, realizaron estudios de las fuerzas de mayor frecuencia o fuerzas P1 llegando a la conclusión en primer lugar, que la carga por eje es un parámetro importante en la generación de sobrecargas dinámicas elevadas, como se puede observar en el siguiente gráfico tiempo/fuerza dinámica de contacto vertical rueda / carril con diferentes cargas para un tren con una velocidad de 30 km / h.



*Figura 3. 10 Fuerza generada en el contacto rueda carril en la junta frente al tiempo
Fuente: Wen Z, Jin X, Zhang W. (2002)*

En este gráfico se puede apreciar que la fuerza de contacto vertical máxima es de aproximadamente 2,6 veces la carga por eje. La fuerza máxima es una carga de impacto instantáneo, produciéndose después de cerca de 0,7 ms desde el impacto inicial. Este hecho coincide con los resultados obtenidos por los autores Y. Sato y S. Kosuge en 1983 y W. Zhai en 2002.

Debido a la corta duración de la fuerza actuante, esta es contrarrestada rápidamente por la inercia de los carriles y no puede ser transferida a la traviesa, el balasto o a la sub-base. Por lo tanto, la influencia de esta fuerza en las vías se centra principalmente en el carril, en particular en las superficies de contacto de la cabeza del carril y la rueda. Este tipo de fuerza juega un papel importante en el daño del núcleo de la cabeza del carril dando lugar a una plastificación y al fallo por fatiga de la superficie superior cercana al

extremo del carril. La figura siguiente muestra el efecto de la carga por eje en las fuerzas de contacto verticales máximas.

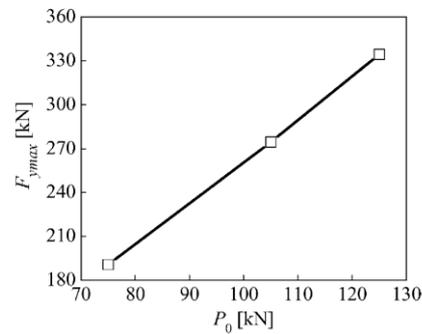


Figura 3. 11 Fuerza de impacto en el contacto rueda carril en la junta frente a carga por eje del vehículo Fuente: Wen Z, Jin X, Zhang W. (2002)

El gráfico anterior indica que la carga de impacto aumenta linealmente con el aumento de la carga por eje.

Además de que la carga de impacto aumenta linealmente con el aumento de la carga por eje, los autores concluyen en su trabajo que el aumento de la carga del eje conduce al aumento de la tensión efectiva máxima Von Mises, la tensión de cizalladura máxima y la deformación plástica efectiva máxima. La velocidad del tren tiene un efecto relativamente débil en la carga dinámica.

Los autores Cai W., Wen Z., Jin X, Zhai W. en 2007 se centraron en investigar los distintos efectos que tienen en las cargas dinámicas P1 actuantes para una junta con una diferencia de altura de los carriles que la brida une. El estudio se realiza considerando una variación de altura de 2mm, una sobrecarga de $P_0 = 88,3$ kN y una velocidad de $V_0 = 120$ km / h.

Como se muestra en la siguiente figura, la fuerza de contacto vertical máxima es de aproximadamente 4,5 veces la de la carga por eje.

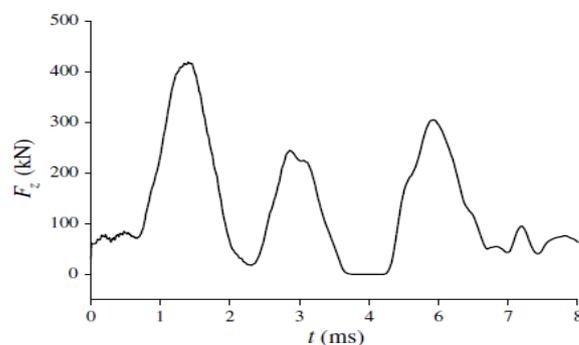


Figura 3. 12 Fuerza generada en el contacto rueda carril en la junta frente al tiempo Fuente: Cai W (2007)

Una vez visto el efecto de la diferencia de altura de los carriles en la tensión, se analizan los efectos de la velocidad sobre las sobrecargas.

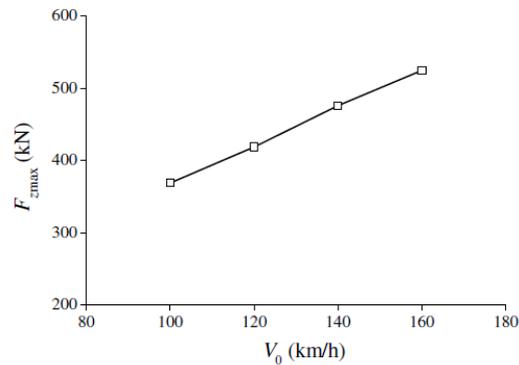


Figura 3. 13 Fuerza generada en el contacto rueda carril en la junta frente a la velocidad
Fuente: Cai W (2007)

Los resultados mostrados en la figura anterior, indican que los máximos de la fuerza de contacto vertical aumentan linealmente con la velocidad del tren. Se puede encontrar a partir de los resultados obtenidos, que la existencia de unión del carril con diferencia de altura restringe el aumento de la velocidad del tren desde el punto de vista de la seguridad.

Estos autores en su artículo ponen de manifiesto que ante una diferencia de altura entre los dos carriles, el efecto de la carga por eje es más débil en comparación con la velocidad del tren cuando una rueda pasa sobre una unión de carril con diferencia de altura., el autor además realiza un estudio con diversas variaciones en la altura del carril llegando a la conclusión que a mayor variación de altura, las fuerzas transmitidas al carril serán mayores.

Como conclusión se expone que la fuerza de contacto entre la rueda-carril y las tensiones, son más sensibles al valor de diferencia de altura que a la velocidad del tren o a la carga por eje. Los resultados también indican que la velocidad del tren tiene un efecto mayor sobre las fuerzas de contacto o las tensiones de la carga por eje.

Para la fuerza \$P_2\$ los autores C. Esveld en su libro de 2001 y Y. Q. Sun, C. Cole, M. Spiriyagin en su artículo de 2013 aportan la siguiente formulación para su cálculo:

$$P_2 = P_0 + 2\alpha V \left[\frac{M_u}{M_u + M_t} \right]^{0.5} * \left[1 - \frac{c_t \pi}{4[K_t(M_u + M_t)]^{0.5}} \right] * [K_t M_u]^{0.5} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Donde:

- \$P_0\$= carga de la rueda estática (kN)
- \$M_u\$= masa no suspendida del vehículo (kg)

- 2α = ángulo de la articulación (rad)
- V = velocidad del vehículo (m / s)
- K_t = rigidez equivalente de la vía (MN / m)
- C_t = coeficiente de amortiguación equivalente (kNs / m)
- M_t = masa vía equivalente (kg).

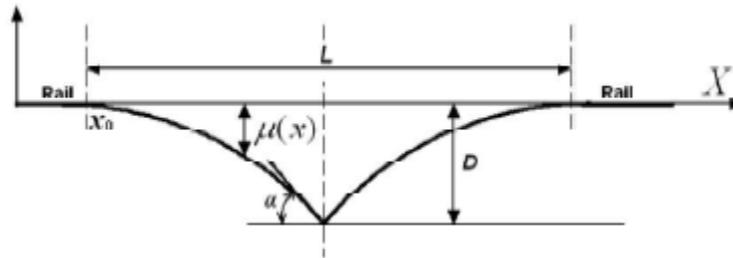


Figura 3. 14 Detalle de los parámetros geométricos de la junta Fuente: C. Esveld (2001)

La rigidez vertical de la vía se define como la carga aplicada partido el asiento elástico producido.

$$\frac{1}{k_{eq}} = \sum \frac{1}{k_{capas}} = \frac{1}{k_{contacto}} + \frac{1}{k_{carril}} + \frac{1}{k_{traviesa}} + \frac{1}{k_{balasto}} + \frac{1}{k_{placa}} + \frac{1}{k_{plataforma}} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Donde:

- k_{eq} : rigidez vertical equivalente del soporte del carril, t/mm (kN/mm)
- k_b : rigidez vertical del balasto, t/mm (kN/mm)
- k_p : rigidez vertical de la plataforma, t/mm (kN/mm)
- k_{pa} : rigidez vertical de la placa de asiento, t/mm (kN/mm)
- $k_{trav.}$: rigidez vertical de la traviesa, t/mm (kN/mm). (la elevada rigidez de las traviesas de hormigón y su consecuente pequeña influencia en la magnitud de k_{eq}) Luego este valor es despreciable para traviesas de hormigón

Las empresas CENIT y TRANSyT en el año 2008, aportan los resultados para cada rigidez. Lo cual supone un punto de partida.

Y. Q. Sun, C. Cole, M. Spiriyagin en 2013, aportan unas gráficas donde se puede observar que la velocidad y el ángulo de inclinación tienen una influencia similar en las fuerzas P2, y su influencia en las fuerzas P2 es mucho mayor que el de la masa no suspendida y la rigidez de la vía. Dichos gráficas se exponen a continuación:

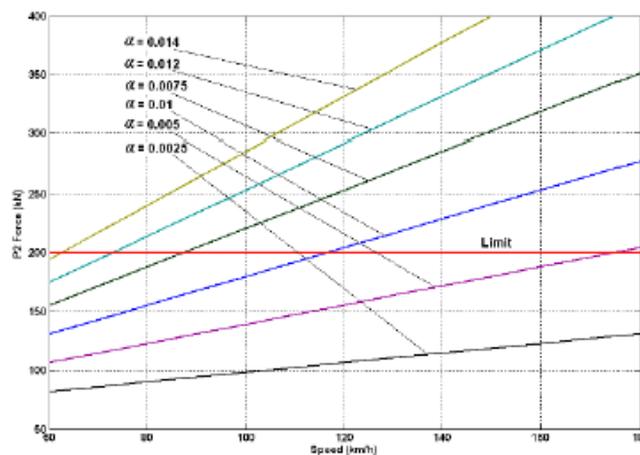


Figura 3. 15 Fuerza P2 frente a velocidad. Fuente: Y. Q. Sun, (2013)

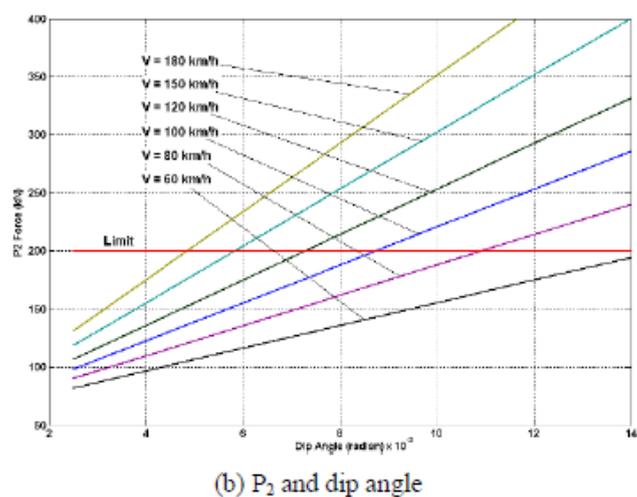


Figura 3. 16 Fuerza P2 frente a ángulo de la unión. Fuente: Y. Q. Sun, (2013)

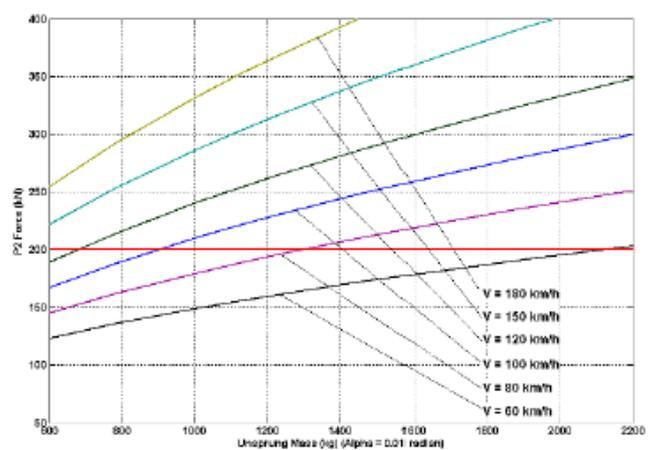


Figura 3. 17 Fuerza P2 frente a masa no suspendida (Con ángulo de 0.01rad).
Fuente: Y. Q. Sun, (2013)

Además en el trabajo realizado por Y. Q. Sun, C. Cole, M. Spiryagin, se pone a prueba la formulación anteriormente citada de la fuerza P2 en la ecuación 3.3.

Así pues, para una velocidad de 80 km/h, la fuerza P2 simulada es casi la misma que la de la fórmula, por ejemplo, para un ángulo de inclinación de 0.014 rad, las fuerzas P2 de la simulación y la fórmula son 242,3 kN y 240,4 kN, respectivamente, con un error de 0,8%. Cuando la velocidad aumenta, la fuerza P2 simulada es mayor que la de la fórmula. Por ejemplo, para una velocidad de 120 km/h y un ángulo de inclinación de 0,01 radianes, las fuerzas P2 de la simulación y de la fórmula son 291,3 kN y 253,5 kN respectivamente, con un error de 15%.

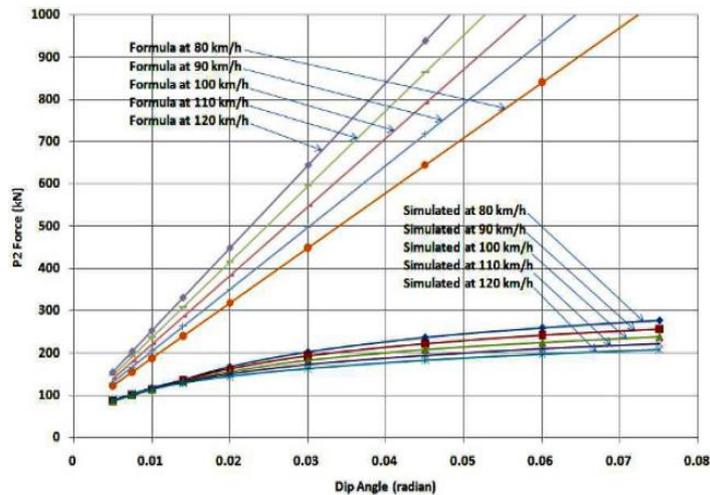


Figura 3. 18 Fuerza P2 frente ángulo α de la unión (para una separación entre traviesas de 0.1m).
Fuente: Y. Q. Sun (2013)

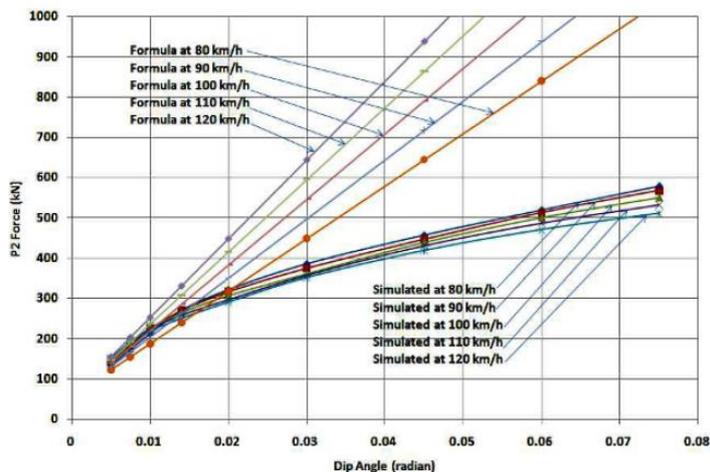


Figura 3. 19 Fuerza P2 frente ángulo α de la unión (para una separación entre traviesas de 0.25m).
Fuente: Y. Q. Sun (2013)

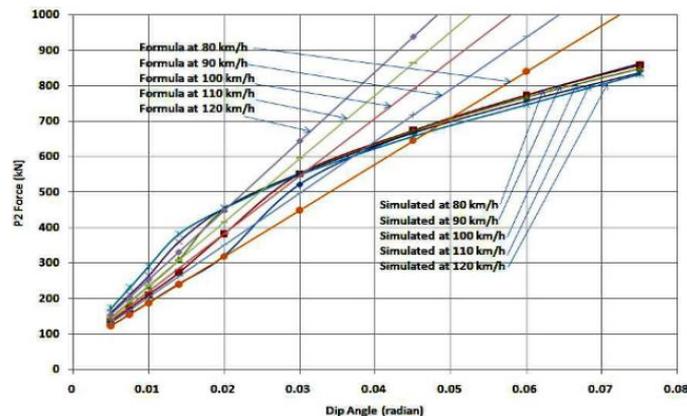


Figura 3. 20 Fuerza P2 frente ángulo α de la unión (para una separación entre traviesas de 0.5m).
Fuente: Y. Q. Sun (2013)

Su investigación apoya el uso de la ecuación P2 para predecir fuerzas, pero deben usarse con una comprensión de sus limitaciones.

Para continuar se analizarán las dos posibles formas de ubicar las traviesas en el punto particular de la junta así como los pernos utilizados en el montaje de la misma.

En las juntas existen dos posibilidades de ubicar las traviesas, la primera opción sería tener la junta apoyada con una traviesa bajo ella y la segunda sería en una disposición en voladizo como se puede observar en la siguiente imagen:

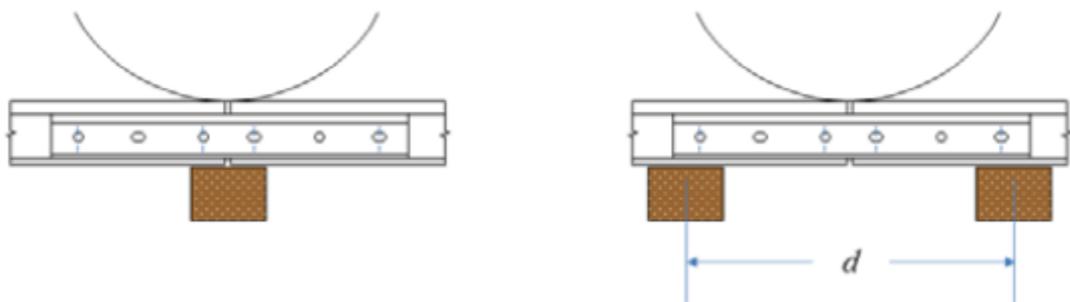


Figura 3. 21 Disposición de las traviesas en la junta Fuente: Michael E. (2014)

Según un estudio de 2014 de Michael E., et al, en la junta apoyada sobre la traviesa se tiene una mayor rigidez, la cual puede derivar en unas fuerzas de impacto de la rueda sobre el carril mayores. Por el contrario, las articulaciones suspendidas tienen menor rigidez es por ello que atenúan el impacto de la rueda. Además las deflexiones producidas en la junta serán mayores en la situada al aire que en la apoyada.

Durante el estudio se vio que el defecto más común que presentaban las bridas era el de una fisuración en el centro de la misma, en su parte superior. En principio se achacó a la fatiga del metal sin embargo esto es contrario a la realidad puesto que en el momento

que la rueda se encuentra en el centro de la junta, la parte superior de la brida trabaja a compresión mientras que en su parte inferior lo hace a tracción. Se considera además que la tensión ejercida a compresión es del orden del 90% de la transmitida a tracción.

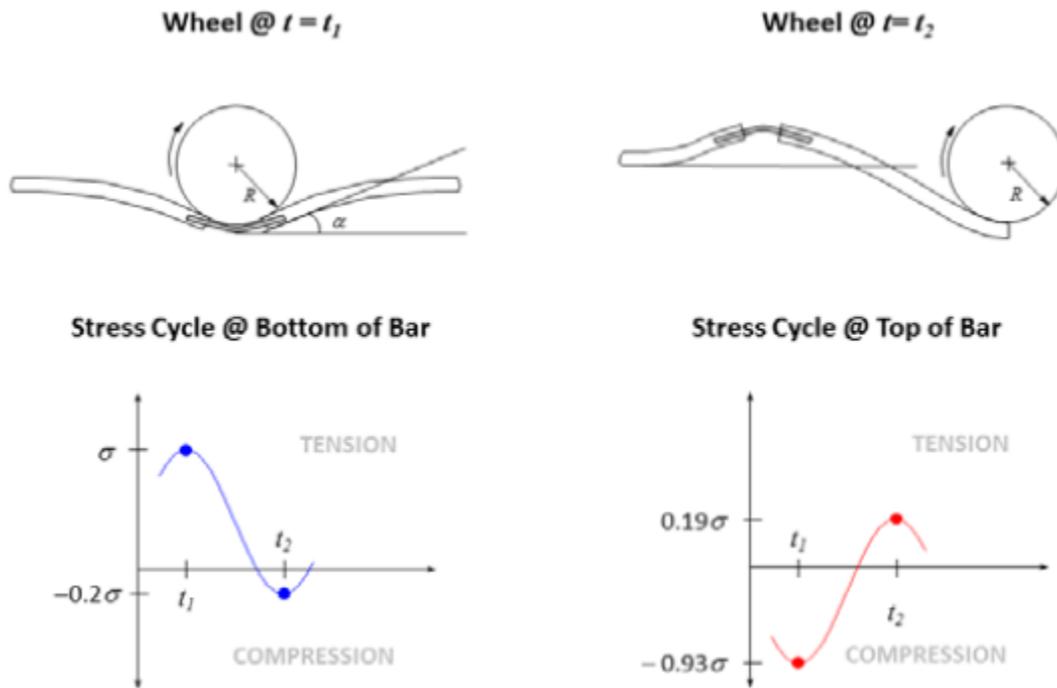


Figura 3. 22 Detalle de reacción de la brida ante el paso de la rueda. Fuente: Michael E. (2014)

Una vez analizado el comportamiento en el centro de la brida se analiza el comportamiento a una cierta distancia de la misma, donde se observa que: la parte superior de la brida está en tracción mientras que la parte inferior de la brida está en compresión como se puede observar en la figura anterior. Del fenómeno se deduce que las grietas no deben estar producidas por la fatiga del material, pues esta se daría en su parte inferior por ser la zona donde mayores esfuerzos se realizan, es por ello que este efecto debe ser producido por un estrés residual o fallos en la zona de contacto entre la brida y el carril.

Otro de los factores influyentes en estas deflexiones es el número de pernos utilizados en la unión del carril así como el apriete de los mismos. Los autores realizan una comparativa entre las dos situaciones de las juntas con diferencia de número de tornillos y con distintas disposiciones de las traviesas, llegando a los siguientes resultados:

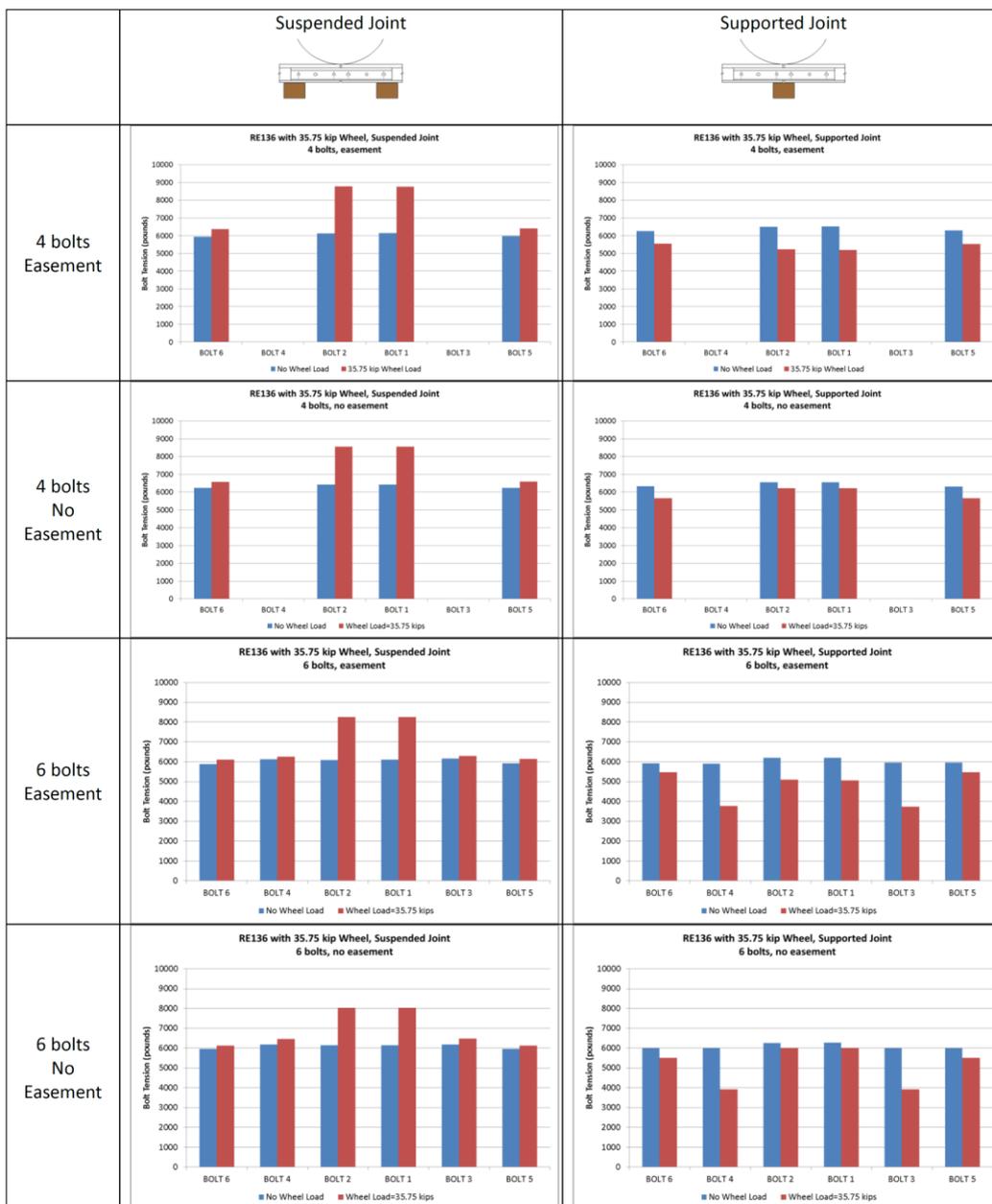


Figura 3. 23 Comparativa de esfuerzos soportados en función del número de tornillos.

Fuente: Michael E. (2014)

Estos resultados muestran las diferencias de tensiones en los tornillos entre las distintas disposiciones elegidas.

La fisuración de la brida no es el único problema que se da en las juntas del ferrocarril, los autores Cannon et al. en el 1985 y Reid en el 1992 describen la técnica de expansión en frío y su mecanismo por el cual las tensiones residuales artificiales beneficiosas anulan efectivamente cargas de tensión cíclicas causando fatiga, eliminando el problema de fisuración del carril en el agujero del perno. En 1995 Mayville y Stringfellow establecieron un modelo de elementos finitos que se utilizó para estudiar los efectos del carril con junta y la velocidad del tren en la grieta principal que emana de un agujero del

perno que une la brida con el carril. El análisis mostró que la grieta de conducción de fuerza aumenta a medida que se aflojan las articulaciones.

En las últimas décadas estas juntas de dilatación están siendo eliminadas por la introducción de la barra larga soldada. Sin embargo, la retención del sistema de señalización de bloqueo automático ha creado la necesidad de juntas eléctricamente aisladas que utilizan carriles con juntas. Un inconveniente de muchas de las uniones aisladas utilizadas actualmente es que la rigidez a flexión de las barras de estas uniones es incluso más pequeña que la de las barras no aisladas a las que están sustituyendo.

Diversos autores han llevado a cabo estudios en este ámbito Kerr y Cox en 1999, analizaron y ensayaron las juntas aislantes y Chen y Kuang en el 2002, investigaron el efecto de una unión de carril aislado en la variación normal de la tensión de contacto, para un problema de contacto rueda-carril, en ausencia de fricción mediante el uso de un modelo de elementos finitos tridimensional. Los resultados numéricos mostraron que la existencia de bridas de unión aisladas, podría afectar significativamente a la distribución de la tensión de contacto rueda-carril.

Capítulo 4

Ámbito de estudio

Durante los capítulos anteriores del presente trabajo final de máster se ha expuesto la base teórica sobre la que se fundamenta el presente estudio. En este capítulo se va a definir el ámbito de estudio y las características de la línea ferroviaria sobre la cual se va a realizar dicho trabajo.

Como se citará continuación, los datos recogidos en la campaña de mediciones han sido recogidos en la línea “Xàtiva-Alcoi”, propiedad de ADIF, entre las estaciones de Xàtiva y Genoves.

A continuación se detallarán los agentes intervinientes en la línea objeto de estudio:

- Adif

La entidad pública empresarial Administrador de Infraestructuras Ferroviarias, “Adif”, es un organismo público adscrito al Ministerio de Fomento, goza de personalidad jurídica propia, plena capacidad de obrar para el cumplimiento de sus fines y patrimonio propio y se rige por lo establecido en la LSF, en la Ley de Organización y Funcionamiento de la Administración General del Estado, LOFAGE, en las normas de desarrollo de ambas, en el Estatuto de Adif y en la legislación presupuestaria y demás normas que le son de aplicación. En defecto de estas normas, se le aplicará el ordenamiento jurídico privado. En el ejercicio de sus funciones Adif actúa con autonomía de gestión, dentro de los límites establecidos por su Estatuto y teniendo en cuenta, en todo caso, la garantía del interés público, la satisfacción de las necesidades sociales, la seguridad de los usuarios y la eficacia global del sistema ferroviario. Para el cumplimiento de sus funciones, Adif puede realizar toda clase de actos de administración y disposición previstos en la legislación civil y mercantil.

Adif no puede prestar servicios de transporte ferroviario, salvo aquellos que sean inherentes a su propia actividad.

Además ejerce un papel principal como dinamizador del sector ferroviario, haciendo del ferrocarril el medio de transporte por excelencia y facilitando el acceso a la infraestructura en condiciones de igualdad.

- Renfe

Renfe Operadora, es una entidad pública empresarial adscrita al Ministerio de Fomento, tiene la misión de prestar servicios de transporte de viajeros y mercancías bajo el principio de seguridad, con criterios de calidad, eficiencia, rentabilidad e innovación, con vocación de servicio público y con el objetivo de incrementar la cuota de mercado del ferrocarril como operador ferroviario de referencia. Renfe operadora es la encargada de prestar los servicios de transporte ferroviario en la línea objeto de estudio.

4.1. Línea Xàtiva-Alcoi

El municipio de Xàtiva se encuentra en la provincia de Valencia situada al este de la península ibérica, a su vez, Alcoi pertenece a la provincia de Alicante ambos municipios se sitúan en la Comunidad Valenciana. Su emplazamiento se puede ver en el siguiente mapa:



Figura 4. 1 Emplazamiento de los municipios Xàtiva y Alcoi Fuente: Elaboración propia a partir de Google maps

4.1.1. Historia de la línea

La actual línea de Xàtiva a Alcoi, se enmarca en la pugna histórica entre MZA y AVT propietaria de esta línea en su intento de unir Madrid con el mediterráneo.

Dos alternativas de trazado se barajaron. Una ascender desde Xàtiva por el llamado Valle de Montesa, cruzando un terreno árido pero más directo, o, utilizar el paso fluvial

denominado “l'Estret de les Aigues” hacia Ontinyent y Bocairent, acercándose a la industriosa Alcoi.

Sería finalmente el primer trazado el elegido, haciendo valer la menor distancia, frente a la industria de Alcoi, y un mayor número de habitantes.

El trazado de este ferrocarril que podemos denominar sin embargos de montaña, supuso un recorrido de 64 km. con curvas de 300 metros de radio y pendiente de 15 e incluso 20 milésimas.

La concesión la obtuvo el marqués de Campo, dueño de la AVT, en el año 1887, llegando el 17 de mayo de 1894 a Ontinyent, estación que fue dotada de plaza giratoria, pues aquí se detuvieron las obras.

Con la muerte de Campo, y la venta de AVT por sus herederos a NORTE, se consigue acabar la línea en el año 1903, inaugurándose. No obstante y como consecuencia de una queja, el gobierno obliga a Norte a la adquisición de material nuevo para su explotación comercial con viajeros, lo que tuvo lugar el año 1904.

Uno de los principales condicionantes de explotación de esta línea, fue su dureza. El trazado de unos 9 km entre Ontinyent y Agres, en rampa continua hizo que la compañía del norte tuviera catalogada esta rampa como una de las más duras de su red. Estaba incluida junto con las del Guadarrama y Pajares aunque de menor recorrido.

Con la llegada del plan Guadalorce, se dictaminó la conveniencia de terminar esta línea en su camino hacia Alicante, proyectándose su unión en la estación de Agost de la compañía de MZA.

Con el paso del tiempo, la llegada de la guerra civil, el período de reconstrucción, y finalmente el informe del Fondo Monetario Internacional (que en síntesis lo que pretendía era que se abandonara la tracción vapor, y pasáramos a depender del gasóleo) quedo todo un recorrido de túneles, trincheras, puentes, viaductos, estaciones, etc, pendiente únicamente de la colocación del carril, pues incluso el balasto ya estaba repartido. El presupuesto de la obra fue de 44'5 millones de pesetas, invirtiéndose 32, lo que representa el 72% del total, habiéndose construido todo lo aquí indicado.

Su horario siempre fue un poco caótico, y el actual es prácticamente el mismo que tuvo cuando se inauguró. Así en los primeros años 1910/1917 tres trenes recorren la línea, un correo, un mixto y un mercancías en ambos sentidos y con las tres clases de viajeros. Tardando 2'30 horas en su recorrido.

Con posterioridad tenemos un expreso con las tres indicadas clases.

En los años 40, Renfe pone en circulación dos trenes diarios en cada sentido con la categoría de omnibus con asientos de 2ª y 3ª clase, tardando 3'30 horas desde Valencia a Alcoi.

Finalmente en las décadas de 1960 y 1970 aparecen los ferrobuses que, en número de cuatro circulaciones en ambos sentidos, recorren la línea. Algo muy similar a lo actual.

En la época de los automotores, Maybach, Renault, Ferrobuses y el rey de todos ellos el TER recorrieron esta interesante línea férrea, con un recorrido total desde Valencia de 120 km.

4.1.2. Descripción de la línea

La línea Valencia-Xàtiva-Alcoi se encuentra dentro de los servicios denominados por la operadora Renfe como Media Distancia, siendo este un servicio regional de ferrocarril convencional. Valencia-Xàtiva-Alcoi, es una de las 7 líneas de media distancia de la Comunidad Valenciana, explotada por Renfe Operadora.

La estación de Xàtiva, perteneciente a Adif (nº 64100), situada en el punto kilométrico 48,4 de la línea 300 de Adif de Madrid Chamartín a Valencia Estació del Nord, entre la estación de Moixent y la estación de L'Ènova - Manuel, y en el punto kilométrico 0,0 de la línea 342 de Adif de Alcoi a Xàtiva, de la cual es cabecera y la siguiente es la estación de Genovés.

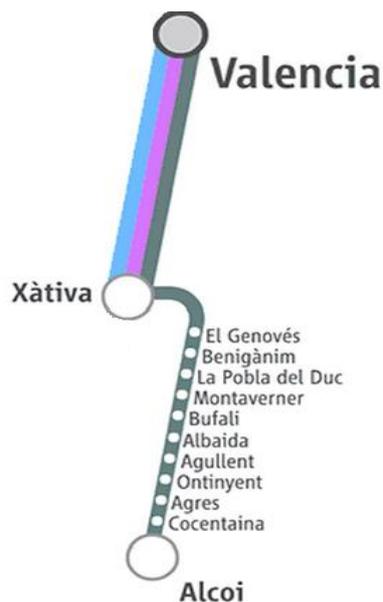


Figura 4. 2 Termómetro indicador de estaciones. Fuente: Renfe

El presente estudio se centrará en la parte de la línea situada entre Xàtiva y Alcoi.

La línea en el tramo de Xàtiva-Alcoi cuenta con un total de 63.7 km de recorrido de vía de único sentido y ancho ibérico (1.668 mm), en los que se reparten 12 estaciones. Tomando el tren en Xàtiva, se van sucediendo las paradas de El Genoves, Benigànim, La Pobla del Duc, Montaverner, Bufali, Albaida, Agullent, Ontenyent, Agres, Conçentaina y Alcoi.



Figura 4. 3 Mapa de recorrido de la línea Xàtiva-Alcoi. Fuente: Geotren

La duración del trayecto entre las estaciones de Xàtiva y Alcoi es de una hora y veintidós minutos siendo el propietario de la línea Adif y Renfe es la encargada de operar en ella como se ha citado anteriormente.



Capítulo 5

Campaña de mediciones

En el presente capítulo se va a describir brevemente la campaña de mediciones que tuvo lugar en la sección de estudio de la línea Xàtiva-Alcoi propiedad de Adif. Dicha campaña se realizó durante el mes de noviembre del 2014.

El objetivo de esta campaña de mediciones es obtener datos reales relativos a aceleraciones inducidas al paso de un tren en una vía convencional con juntas.

Los puntos en los que deben caracterizarse las vibraciones se localizan en un tramo recto, más concretamente en el entorno de la junta del carril. Dichas mediciones tendrán como objetivo calibrar y validar los modelos analíticos y numéricos realizados, con el fin de estudiar los efectos que producen estas vibraciones y sobrecargas dinámicas en la infraestructura.

En el siguiente informe se presenta una descripción detallada de la campaña de mediciones en la línea Xàtiva – Alcoi. Se presentan, además, los dispositivos que se emplearán en las mediciones y su colocación en la vía durante la toma de datos.

5.1. Caracterización de la sección de estudio.

5.1.1. Emplazamiento de las mediciones.

El lugar exacto donde se realizó la campaña de mediciones se encuentra dentro del municipio de Xàtiva, en el tramo ferroviario comprendido entre la estación de Xàtiva y de El Genovés.



Figura 5. 1 Emplazamiento de los municipios Xàtiva y Genoves. Fuente: Elaboración propia a partir de Google maps

El punto de medición se sitúa en un tramo donde la vía discurre paralelamente a la carretera de Genovés. Entre la carretera y la vía se encuentra una urbanización de reciente construcción.



Figura 5. 2 Localización punto de mediciones en Xàtiva. Fuente: Elaboración propia a partir de Google maps

Como ya se ha explicado en el Capítulo 4, la vía objeto de estudio pertenece a la línea que une Valencia con Alcoi, concretamente en el ramal que une los pueblos de la Comunidad Valenciana de Xàtiva y Alcoi. La sección donde se han realizado las mediciones se encuentra dentro del municipio de Xàtiva como ya se ha citado anteriormente. Este punto se encuentra aproximadamente en el PK 1+800 de la vía. En la siguiente ortofoto, se ha señalado la sección donde se realizaron las mediciones.



Figura 5. 3 Localización de la sección de estudio, PK 1+800. Fuente: Elaboración propia a partir de Google maps

5.1.2. Elementos de vía.

Como ya se ha citado anteriormente la línea Xàtiva-Alcoi dispone de unas características similares a lo largo de todo su trazado. A grandes rasgos, las

características principales de la vía en la cual se emplaza la sección de estudio son las siguientes:

- Carril UIC-45.
- Sujeciones rígidas.
- Placa de asiento metálica.
- Traviesas de madera de roble.
- Paquete de vía formado por una banqueta de balasto y terraplén (formado por un material granular).
- Vía con juntas de dilatación dispuestas cada 36 m.
- Vía única de doble sentido sin electrificar

En los siguientes sub-apartados se describirán con mayor precisión cada uno de estos elementos

5.1.2.1. Carril.

El carril es un elemento de acero sustentador del material rodante que se utiliza como dispositivo para su guiado y como conductor de las corrientes eléctricas, en su caso. Consta de:

- Cabeza: Parte superior del carril que se utiliza como elemento de rodadura.
- Alma: Parte del carril, de pequeño espesor, que une la cabeza con el patín.
- Patín: Base del carril, de anchura mayor que la cabeza, con superficie inferior plana para su apoyo en las traviesas.

Son tres las características fundamentales que se le exigen a un carril:

- Robustez vertical: es imprescindible para soportar y transmitir, una vez repartidas, las cargas por eje del tren. Si bien en los ferrocarriles metropolitanos estas cargas por eje son menores que en los de larga distancia, es normal llegar a las 6 t por rueda.
- Robustez horizontal: es necesaria para mantener constante la alineación en planta y las características geométricas de la vía, como el ancho de vía. Los grandes esfuerzos dinámicos causados por el tren en curva pueden mover el conjunto de carril y traviesas si la vía no es lo suficientemente pesada y robusta.

- Flexibilidad o elasticidad verticales: necesaria porque si la vía fuera totalmente rígida en el tramo vertical, cualquier defecto vertical en la vía daría origen a esfuerzos dinámicos muy altos entre rueda y carril, esfuerzos que originan además las vibraciones y el ruido, que deben evitarse especialmente en zonas urbanas.

En concreto el carril utilizado en el ramal de la sección de estudio es un carril Vignole de 45 kg por metro lineal (UIC 45), con una anchura de patín igual a 130 mm, siendo la altura total de carril de 142 mm.

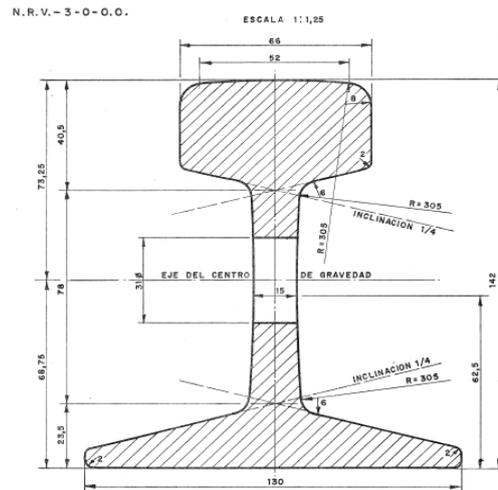


Figura 5. 4 Geometría carril UIC-45. Fuente: NRV-3.0.0.0 Adif

Peso por metro lineal	44.788 kg/m
Área	5705,49 mm ²
Densidad	7850 kg/m ³
I_y	1,45625 · 10 ⁻⁵ m ⁴
I_x	2,5625 · 10 ⁻⁶ m ⁴
Módulo de Young	2,1 · 10 ¹¹ Pa
Coefficiente de Poisson	0,3

Tabla 5. 1. Propiedades mecánicas Carril Vignole 45 kg/ml.

5.1.2.2. Placa de asiento.

Las placas de asiento que se utilizan en la vía de estudio son rígidas, es decir, de acero, al igual que las sujeciones. El efecto de ambos elementos es el de repartir las cargas verticales a las que se ve sometido el carril hacia la traviesa y el de coaccionar el giro

5.1.2.4. Traviesa.

Las traviesas en las vías férreas son los elementos transversales al eje de la vía dispuestos de manera más o menos constante a lo largo del eje de vía.

Las principales funciones que debe desempeñar una traviesa son las siguientes:

- Soporte de los carriles, fijando y asegurando su posición en lo referente a cota, separación e inclinación.
- Recibir las cargas verticales y horizontales transmitidas por los raíles y repartirlas sobre el balasto mediante su superficie de apoyo.
- Conseguir y mantener la estabilidad de la vía en el plano horizontal y en el vertical frente a los esfuerzos estáticos procedentes del peso propio y las variaciones de temperatura y a los esfuerzos dinámicos debidos al peso de los trenes. Mantener, siempre que sea posible, por sí mismo y sin ayuda de elementos específicos incorporados a la sujeción, el aislamiento eléctrico entre los dos hilos de raíles cuando la línea esté dotada de circuitos de señalización o por corrientes parásitas.

Las traviesas que se encuentran colocadas en la vía de Xàtiva son traviesas de madera de roble, de morfología tipo 1. Como se puede ver en la siguiente imagen.

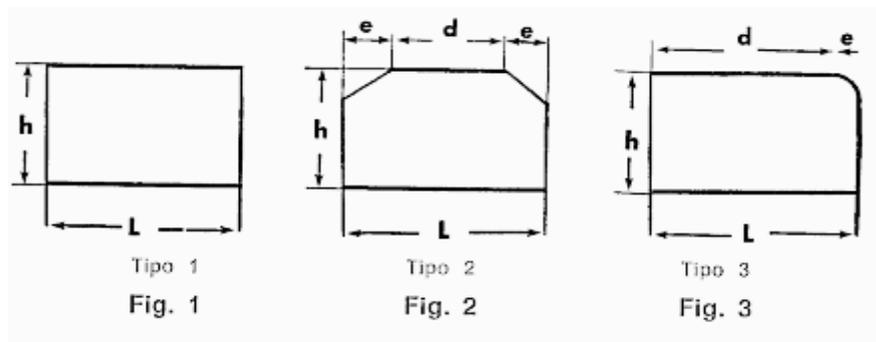


Figura 5. 7 Tipos de traviesa de madera. Fuente: ET 03.360.540.3 Adif.

Y sus dimensiones corresponden a las de la siguiente tabla:

Largo de traviesa	2.63m
Profundidad de la traviesa	0.24m
Altura de la traviesa	0.15m

Tabla 5. 2 Geometría de traviesa de madera. Fuente: ET 03.360.540.3 Adif.

Las traviesas de madera tienen la particularidad de que, debido al estar compuestas por un material no isótropo, presentan diferentes resistencias dependiendo el tipo de

solicitud que se desee estudiar. Por tanto, tendrá un módulo de Young diferente para la dirección longitudinal de las fibras que componen la madera, para la dirección radial u ortogonal a las fibras y para la dirección transversal a las mismas. En la Tabla 6.2 se muestran estos valores, junto con el resto de valores característicos del material.

Módulo de Young Longitudinal	$1,382 \cdot 10^{10}$ Pa
Módulo de Young Radial	$1,31 \cdot 10^9$ Pa
Módulo de Young Transversal	$6,8 \cdot 10^8$ Pa
Coefficiente de Poisson	0,3
Densidad	690 m^3

Tabla 5. 3 Propiedades mecánicas traviesa de madera de roble.

En el supuesto de estudio que nos atañe, donde pretendemos analizar el fenómeno vibratorio, la dinámica interviniente de la vía en este tipo de problemas es la dinámica vertical. Es en esta dirección donde se producirán los mayores picos de aceleración y, por tanto, las mayores vibraciones. Por tanto, el módulo de elasticidad del que dependerá será el módulo de Young radial u ortogonal a las fibras de la madera.

5.1.2.5. Balasto.

El balasto es el principal elemento de la vía convencional, ya que es la capa de asiento de las traviesas y debe anclarlas lo máximo posible a la infraestructura. Asimismo, ejerce una función de reparto de las cargas que recibe de la traviesa y de drenaje del agua de lluvia.

El balasto generalmente está compuesto por áridos sueltos de grava o piedra machacada de formas paralelepípedicas, con caras lisas y aristas cortantes para mejorar la trabazón. El tamaño de machaqueo de las piedras varía entre 2 cm y 5 cm. Es importante que este balasto esté libre de finos, los cuales pueden reducir la fricción entre balasto y balasto y traviesa, así como reducir considerablemente la capacidad de drenaje de la vía.

Cabe destacar el deteriorado estado de la capa de balasto de la sección de estudio. A simple vista se podía observar el alto grado de contaminación por finos del balasto, así como diversos tipos de rocas, tanto de origen sedimentario (calizas) como ígneo. Por ello, resulta muy compleja la determinación de las características de la capa de balasto. Más adelante, en el desarrollo de los modelos se tomarán las medidas oportunas para determinar dichas características.



Figura 5. 8 Condiciones de mantenimiento del balasto Fuente: Elaboración propia.

5.1.2.6. Subbalasto o terraplén.

Es la capa de terreno sobre la que se apoya la infraestructura ferroviaria. La sección de vía a tratar se encuentra apoyada sobre un terraplén, es decir, tenemos un material granular entre el balasto y el cimentado, dicha capa se denomina subbalasto y sirve de transición entre la banqueta de balasto y el terreno subyacente como se observa en la Figura 5.9.:

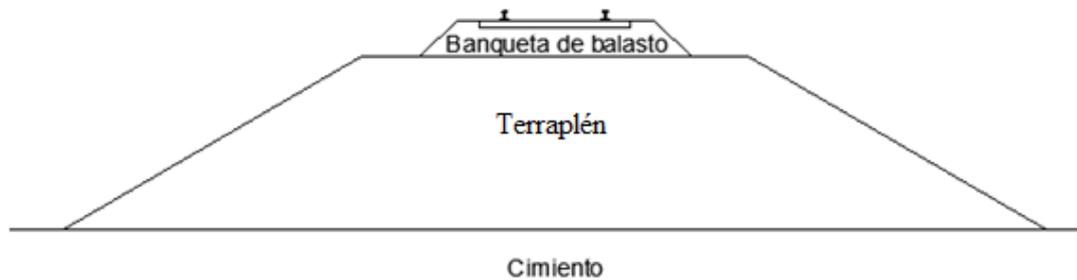


Figura 5. 9 Sección tipo de la vía de estudio Fuente: Elaboración propia.

Dicha sección granular está formada por arenas y gravas y sus características serán determinadas en el modelo que más adelante se detalla.

5.1.2.6. Cimiento.

Debido a la falta de información acerca de la geotecnia del terreno sobre el que se encuentra la infraestructura ferroviaria de estudio, se debe recurrir a los mapas geológicos existentes de la zona y a las inspecciones visuales y de pequeña excavación

formado por limos pardos fluviales y limos arenosos con cantos redondeados sueltos. Los limos son rocas sedimentarias de tipo detrítico compuestos por arenas y arcillas.

La inspección visual dejó claro que se trataba de un terreno con predominancia de limos con una baja calidad.

5.1.3. Descripción del material rodante

El vehículo ferroviario utilizado por Renfe para prestar el servicio pertenece a la serie 592.

La serie 592 fue encargada por RENFE en torno al año 1978 y su construcción fue llevada a cabo por Macosa y Ateinsa, con motorización a cargo de la empresa alemana MAN AG. La entrega de estas unidades se realizó desde el año 1981 hasta el año 1984, fabricándose un total de 70 composiciones.

Los 592 fueron dedicados a cubrir numerosas líneas regionales. Cuando Renfe se dividió en unidades de negocio, parte de los automotores 592 fueron traspasados a la UN de Cercanías, y otra parte a la UN de Regionales. Los adscritos a Cercanías fueron modificados para llevar a cabo este servicio, incorporaron nuevos asientos antivandálicos y fueron suprimidos los tabiques de los compartimentos dotando a estas composiciones de un aspecto interior similar a las unidades 446 y 447. Una excepción son los pertenecientes al núcleo de Cercanías Murcia/Alicante, que conservaron su aspecto anterior.



Figura 5. 12 Vehículo serie 592 Renfe. Fuente: Elaboración propia.

El modelo es conocido popularmente como «camello», debido a las jorobas que albergan los equipos del aire acondicionado, y sobresalen de las cajas a la altura de las puertas.

Cada unidad se compone de 3 coches, dos extremos motores y un remolque intermedio. El remolque intermedio alberga los motores auxiliares que hacen funcionar los equipos del tren. La transmisión es hidráulica, lo que marcó la diferencia con la serie 593, cuya transmisión mecánica resultó muy problemática.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS	
GENERALES	DIMENSIONES
Unidades construidas	70
Años de recepción	1981/1984
Composición de la unidad	Mc-R-Mc
Masa de la unidad	131 Toneladas
Potencia en rueda	460 kW
Velocidad máxima	120 Km/h
Sistema de frenado	Neumático de aire comprimido
Plazas sentadas	228
Plazas totales	276
Servicios asignados	Regionales
Constructores principales	MACOSA, ATEINSA y MAN
	Longitud de la unidad
	70 214 mm
	Distancia entre pivotes (Motor)
	16 750 mm
	Distancia entre pivotes (Remolque)
	16 520 mm
	Base rígida del bogie
	2 300 mm
	Anchura de las cajas
	2 860 mm
	Altura de las cajas
	3 965 mm
	Altura del suelo
	1 207 mm
	Altura de puertas exteriores
	1 080 mm
	Marcos de las ventanas
	1 400 x 950 mm
	Separación entre asientos
	830 mm
	Diámetro de ruedas nuevas
	910 mm
	Ancho de vía
	1 668 mm
MOTORES DIÉSEL DE TRACCIÓN	MASAS Y PLAZAS
Número de motores	4
Potencia nominal unitaria UIC	213 kW (290 CV)
Potencia de utilización	169 kW (230 CV)
Número de cilindros	6 en línea horizontales
Diámetro x Carrera	132 x 150 mm
Revoluciones máximas	2 100 rpm
Constructor	MAN
Modelo	D3256 BTXUE
	Masa de los coches motores vacíos
	46 Toneladas
	Masa del remolque vacío
	39 Toneladas
	Masa máxima por eje (motor)
	12 Toneladas
	Masa del tren vacío
	131 Toneladas
	Masa del tren cargado
	153 Toneladas
	Plazas sentadas (motor)
	72
	Plazas sentadas (remolque)
	84
	Plazas sentadas totales (NOTA)
	228
	Plazas totales (NOTA)
	276
TRANSMISIÓN	OTRAS CARACTERÍSTICAS
Tipo de transmisión	Hidráulica
Número de transmisiones	4
Constructor y modelo	VOITH L211r
Escalones de transmisión	Un convertidor y un acoplamiento
Inversor de marcha	Mecánico en la transmisión
Relación total de engranajes	3,0 (puente reductor)
Disposición de ejes	$(1A0)(A01)+2'2'+(1A0)(A01)$
	Cabinas de conducción
	2
	Señalización en cabina
	ASFA
	Furgones
	2
	Grupos electrógenos
	1 en el remolque
	Aire acondicionado
	Sí
	Iluminación interior
	Fluorescente
	Lavabos
	3
	Aparato de tracción y choque
	Scharfruberg
	Mando múltiple
	Hasta 3 trenes
PLAZAS EN LAS UNIDADES MODIFICADAS	
NOTA: existen 11 trenes de esta serie a los cuales se les amplió la capacidad de los furgones. Por esta razón, la capacidad de viajeros queda disminuida respecto del resto de la serie con el consiguiente resultado:	
	Plazas sentadas del tren
	196
	Plazas totales
	238

Figura 5. 13 Características vehículo serie 592 Renfe. Fuente: <http://www.wefer.com/w5/renfe/k592.htm>

5.2. Equipos empleados y ubicación de los mismos en la vía

5.2.1. Instrumentación de la sección de vía

La monitorización de la vía se llevó a cabo localizando 4 acelerómetros triaxiales PCB 354C02 en los siguientes elementos: carril y traviesa. De cada uno de los acelerómetros parte un cable de 20 m de longitud que transfiere los registros al sistema de adquisición de datos, que se haya conectado a un ordenador portátil. Tanto el sistema de adquisición de datos como el ordenador portátil, fueron situados a una distancia tal que permitió garantizar la seguridad de los operarios y la no interferencia en la correcta explotación

de la línea.

Las características técnicas y las dimensiones de los acelerómetros para la monitorización de la vía se resumen a continuación:

- Rango de aceleraciones: $\pm 500g$
- Rango de frecuencias: [0.5 a 20000Hz]
- Resolución: 0.0005g rms
- Sensibilidad: 10mV/g
- Frecuencia de resonancia: $>12kHz$

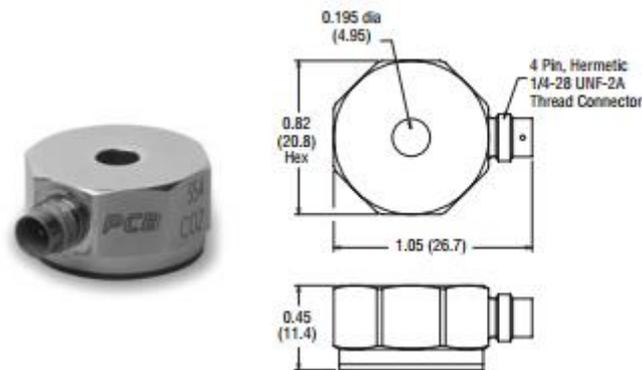


Figura 5. 14 Acelerómetro triaxial PCB 354C02. Dimensiones en mm entre paréntesis. Fuente: www.pcb.com

La concreta localización de los dispositivos así como la forma en la que se encuentran fijados a los distintos elementos se presenta a continuación. En todos los casos se han tenido en cuenta las limitaciones de gálibo existentes y dado que todos los acelerómetros se sitúan por debajo de la cota de la banda de rodadura del carril se concluye que su afección sobre el vehículo es nula. Además, la salida del cable tiene lugar por un costado del acelerómetro por lo que tampoco se transgredirían las limitaciones impuestas al considerar este hecho.

En la imagen que se muestra a continuación se puede observar los lugares donde han sido colocados los acelerómetros, siendo estos:

- Una traviesa situada aproximadamente a 18m. de la junta
- La traviesa situada justo después de la junta (considerando siempre el sentido de la marcha)
- El alma del carril situado aproximadamente a 18m. de la junta
- En el alma del carril a continuación de la brida (considerando siempre el sentido

de la marcha)

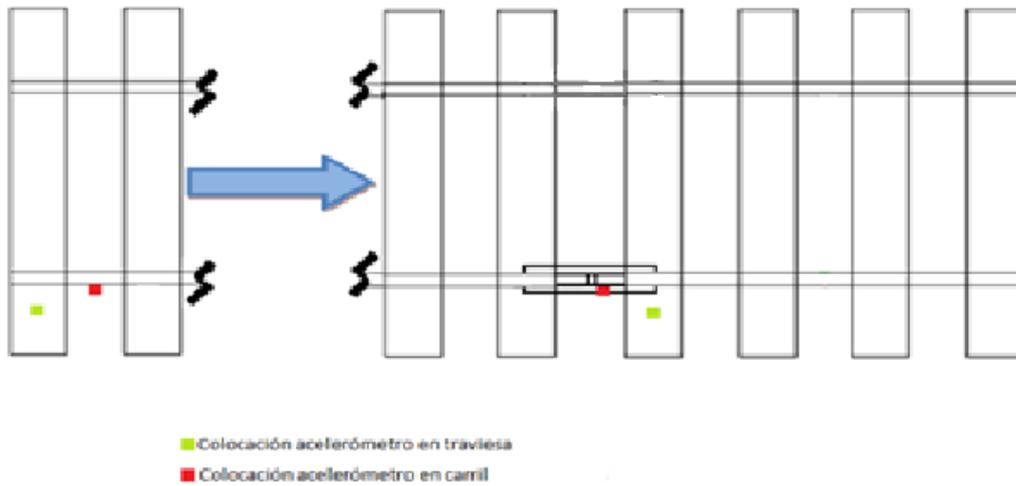


Figura 5. 15 Detalle de la ubicación de los acelerómetros en la vía. Fuente: Elaboración propia.

- Además se sitúa un acelerómetro en una pica a tierra a 1.5m del carril en la coronación del terraplén



Figura 5. 16 Detalle de la ubicación de los acelerómetros en el punto de control de la vía. Fuente: Elaboración propia.

A continuación se explica brevemente el montaje sobre los distintos elementos de la vía.

- **Carril:** Los acelerómetros fueron fijados mediante bases magnéticas de neodimio al alma de la cara exterior del carril para garantizar su estabilidad. En el caso de la junta se fijaron mediante el mismo procedimiento pero su ubicación fue al lado de la brida en el alma del carril. Los cables que conectan el dispositivo a sistema de toma de datos fueron sujetos mediante el uso de cinta adhesiva a la traviesa.
- **Traviesa:** En la traviesa se localizaron dos acelerómetros: Uno situado en el

punto de control en el extremo de esta y otro situado en el extremo de la traviesa más próxima a la junta. En ambos casos se fijaron una placa metálica a la traviesa mediante un adhesivo epóxico de dos componentes. Sobre esta placa se situará el acelerómetro sobre la base magnética de neodimio. Tras la toma de datos, los residuos del adhesivo que quedan sobre la traviesa se eliminaron por completo no dejando ningún efecto sobre los materiales existentes en la vía. Los cables se fijaron con cinta adhesiva, de idéntica manera al caso del carril siendo enterrados entre las piedras de balasto para asegurar que no se levantasen con el paso del tren.

- **Pica a tierra:** Como ya se ha citado anteriormente, se clavó una pica con soporte metálico en el terreno, más concretamente en la zona de coronación del terraplén aproximadamente a 1.5m de la vía. Los cables se dispusieron junto al balasto enterrando algunas partes de ellos con el mismo para evitar posibles levantes durante el paso del tren.

Para la alimentación del sistema de adquisición de datos y del ordenador portátil anexo fue necesario disponer de una toma de corriente, puesto que en el emplazamiento se carecía de posibilidad de conectar a ninguna fuente cercana se optó por el uso de un generador.



Figura 5. 17 Sistema de adquisición de datos Fuente: Elaboración propia.

5.2.2. Procesado de datos

Como se ha dicho, los registros de aceleraciones obtenidos de los sensores colocados en la vía se almacenaron en ficheros .txt. Estos datos, además de las componentes de la aceleración debidas al paso de la carga que produce el tren y las irregularidades de la vía, han registrado otros componentes, como por ejemplo el ruido de fondo de la señal

vibratoria.

Los archivos .txt de las series de datos obtenidas mediante el programa FAMOS Professional fueron exportados al programa Matlab



Capítulo 6

Desarrollo del modelo numérico

El presente capítulo es probablemente el más importante de todo el documento, puesto que se procede a explicar de manera esquemática el procedimiento seguido para la obtención final de resultados.

El capítulo comienza con la explicación de la obtención de la sobrecarga dinámica en dos fases, para posteriormente explicar el desarrollo del modelo numérico de predicción de vibraciones mediante el ANSYS y finalmente se describen los resultados en base a todo lo calculado.

6.1. Descripción de la metodología empleada en el cálculo.

El cálculo de la presente tesina se ha realizado siguiendo un proceso iterativo mediante la realización de diversos modelos o simulaciones utilizando el programa ANSYS y el programa VAMPIRE

En primer lugar se realizó un modelo dinámico de elementos finitos en ANSYS simulando un tramo de la vía sin junta. Dicho modelo fue calibrado y validado con los resultados obtenidos en la campaña de mediciones donde se instrumentó para este fin una parte de la vía con ausencia de juntas en el carril. Una vez calibrado y validado el modelo serán conocidos los valores de los materiales intervinientes.

Con las propiedades de los materiales se crea un modelo estático de la junta a través del cual se obtienen unas rigideces verticales de la vía. Dichas rigideces se introducen en el programa de cálculo VAMPIRE, con el que se sacan unas sobrecargas dinámicas. Una vez obtenidas las sobrecargas dinámicas, se introducen en el modelo de la junta con el que se calcularon las rigideces verticales y se realiza un cálculo dinámico. Con los resultados de este modelo y las mediciones realizadas de la junta en la campaña

anteriormente citada, se calibra y valida el modelo concluyendo el proceso iterativo.

6.2. Desarrollo del modelo de elementos finitos para la obtención de las propiedades de los materiales.

Como ya se ha citado en los apartados anteriores, en la campaña de mediciones se tomó un punto de control en el cual se suponen ideales las condiciones de la vía (ausencia de sobrecargas dinámicas). Dicho punto de control se desarrolla mediante un modelo de elementos finitos, con el fin de obtener las propiedades de los materiales que lo componen.

La geometría de la vía es obtenida mediante la medición en campo de los parámetros necesarios para la realización del modelo.

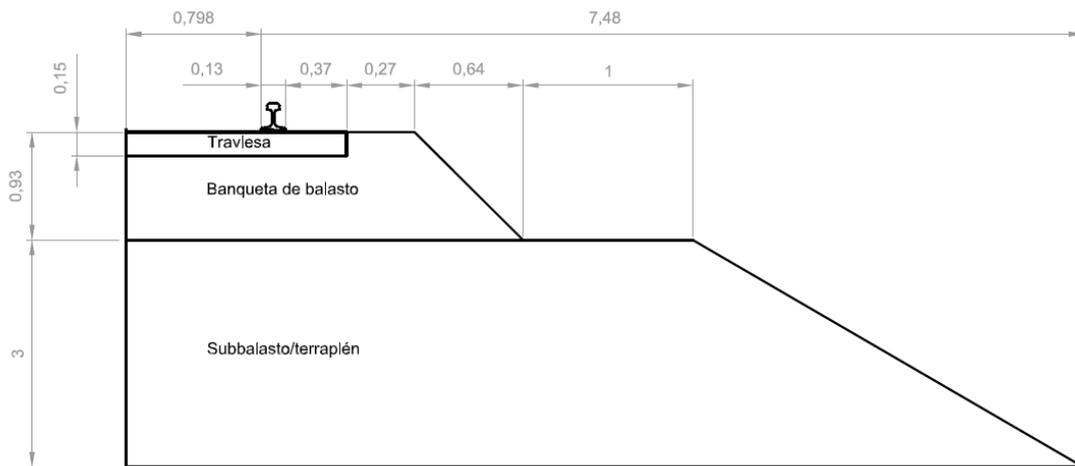


Figura 6. 1 Sección objeto de estudio Fuente: Elaboración propia.

La reproducción exacta de la misma conllevaría complejos cálculos que alargarían en el tiempo todo el proceso, por lo que se requiere de la adopción de una serie de simplificaciones. Éstas siempre tienen que ser suficientes como para no poner en compromiso la precisión de los resultados y al mismo tiempo representar lo más fielmente la geometría de la sección, por lo que generalmente se siguen las que a continuación se detallan:

1. Adopción del máximo número de simetrías posibles. En este sentido deberemos buscar tantos ejes de simetría como sea posible para ayudar a reducir el tamaño del objeto o sección.
2. El mallado debe de ser lo suficientemente fino como para reproducir fielmente el comportamiento de la sección pero siempre que no comprometa el tiempo de cálculo, por ello se realiza un mallado más fino en aquellas zonas con mayores solicitaciones.

3. Deberemos tratar de representar elementos cuya relación entre lados sea lo más próxima a la unidad, que en el caso de elementos hexaédricos trataremos de asemejar al máximo posible a la forma cúbica. De esta forma, si queremos modelar elementos esbeltos deberemos dividir en un mayor número de partes la dimensión mayor.
4. Basándonos en la regla 2, en aquellas zonas más alejadas de los puntos de aplicación de cargas (esto es en los límites del modelo) se emplean elementos con dimensiones mayores
5. Dado que únicamente vamos a poder obtener resultados en aquellos puntos del modelo donde hayamos definido un nodo, para poder proceder con la calibración del modelo deberemos obtener valores de aceleración en aquellos puntos donde se tomaron las mediciones. Para el caso concreto del presente proyecto, implica la colocación de dos nodos situados a 30 y 120 cm respectivamente del eje del carril.

Por otro lado, y para el caso concreto del presente proyecto, se supondrá un comportamiento elástico lineal de los materiales. Esta hipótesis es adecuada puesto que no se espera que los materiales que componen el paquete de vía se encuentren plastificados.

Por lo tanto, ya estamos en disposición de explicar el proceso de generación del modelo. Para ello se comienza analizando la generación de cada elemento que conforma la sección y posteriormente se obtiene el modelo completo. En el caso de la sección de estudio se dispone de los siguientes elementos:

1. Carril
2. Placa de asiento metálica
3. Traviesa de madera
4. Capa de balasto
5. Capa de terraplén

6.2.1. Modelización del carril.

Tal y como se ha comentado en este proyecto, la sección de estudio dispone de un carril Vignole de 45 kg por metro lineal (UIC 45), cuyas dimensiones geométricas han quedado definidas en apartados anteriores.

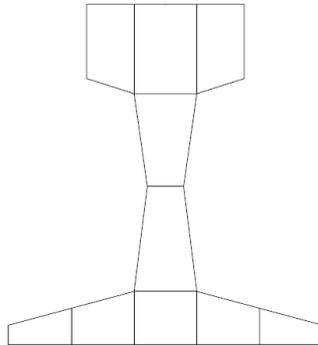


Figura 6. 2 Modelización del carril Vignole UIC-45 en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.

Módulo de Young	2,1*10 ¹¹ Pa
Coefficiente de Poisson	0,3
Densidad	7850 kg/m ³

Tabla 6. 1 Propiedades básicas del carril

Respecto al mallado, y aunque posteriormente se verá que el tamaño máximo del elemento de cálculo es superior al ancho del carril, se decide dividir el mismo en varias partes, para que la posterior aplicación de las cargas resulte más sencilla. Esto es debido a que es condición indispensable que las cargas se apliquen en nodos y como las fuerzas correspondientes al paso del tren se van a situar en la zona de contacto rueda-carril, se debe localizar un nodo en el punto exacto del contacto.

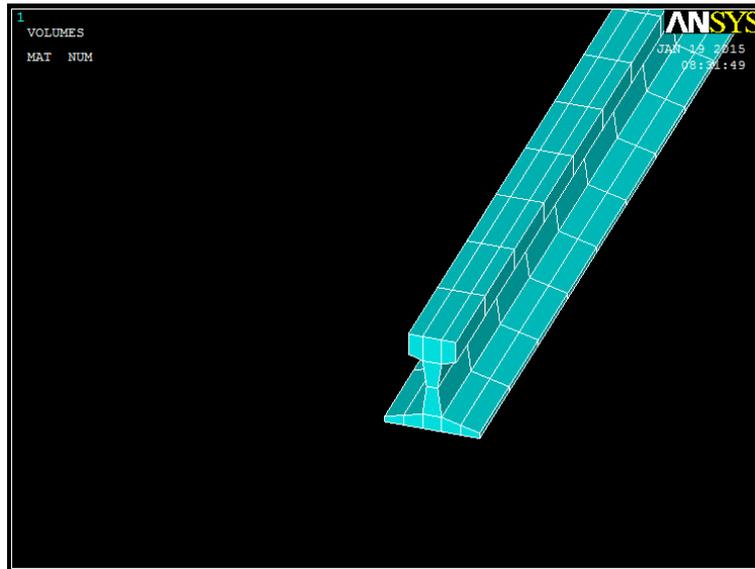


Figura 6. 3 Carril modelizado en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.

6.2.2. Modelización de la placa de asiento.

La placa de asiento, como se ha descrito en capítulos anteriores, es una placa de asiento rígido de acero. Las dimensiones de la placa de asiento rígido de acero son: 0,13x0,24x0,013 m. Y sus características son las siguientes:

Módulo de Young	2,1*10 ¹¹ Pa
Coefficiente de Poisson	0,3
Densidad	7850 kg/m ³

Tabla 6. 2 Propiedades básicas de la placa de asiento

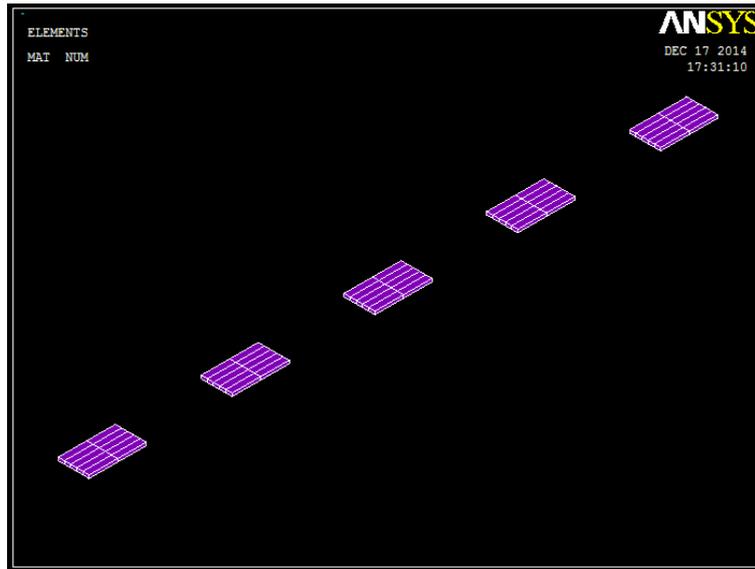


Figura 6. 4 Placas de asiento modelizadas en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.

6.2.3. Modelización de las traviesas.

Las traviesas como se ha citado anteriormente son de madera de roble, siendo sus dimensiones de 2,63x0.24x0.15 y encontrándose sus centros separados por 0.48m. Las características de las traviesas son las que se detallan a continuación:

Módulo de Young Radial	1,31·10 ⁹ Pa
Coefficiente de Poisson	0,3
Densidad	690 m ³

Tabla 6. 3 Propiedades básicas de las traviesas.

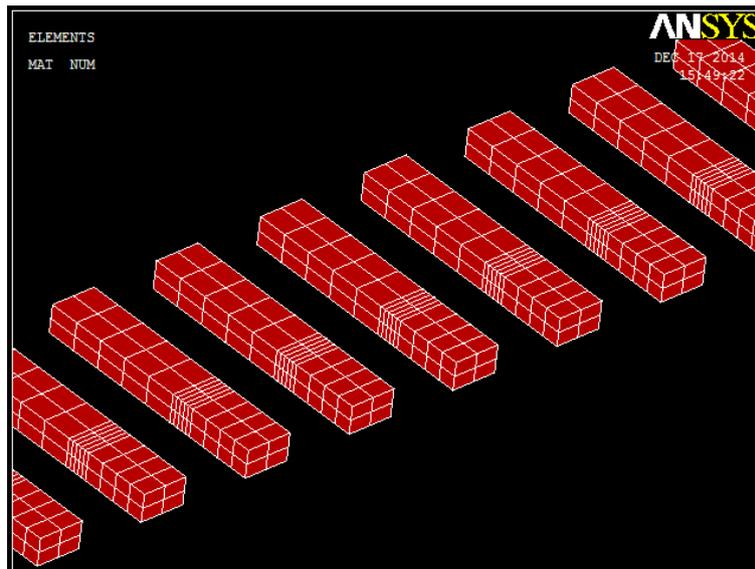


Figura 6. 5 Travesías modelizadas en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.

6.2.4. Modelización de la capa de balasto.

Para la constitución de la capa de balasto únicamente es necesario considerar la capa de 0,93 m de espesor. Las características del material que se le otorgan a esta capa no están bien definidas, debido a las malas condiciones en las que se encontraban las partículas del balasto, altamente contaminado con finos y con diverso origen.

Por ello, será necesario someter tanto el módulo de elasticidad E y el coeficiente de Poisson de esta capa a un análisis de sensibilidad, con tal de determinar su influencia en el modelo.

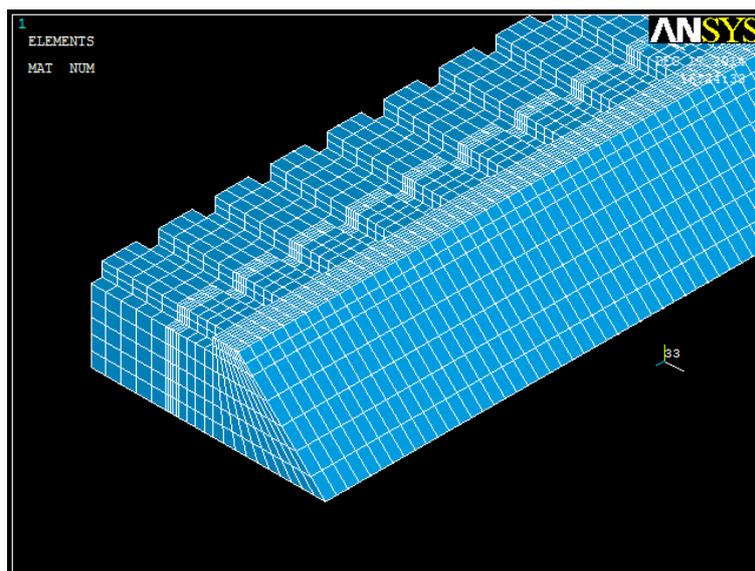


Figura 6. 6 Capa de balasto en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.

6.2.5. Modelización de la capa de subbalasto o terraplén

Para la constitución de la capa de subbalasto o terraplén únicamente es necesario considerar la capa de 3 m de espesor. Las características del material que se le otorgan a esta capa no están bien definidas, debido a la falta de datos disponibles sobre este material. Es por ello que a través de nuestra experiencia y del análisis visual del material a pie de campo podemos concluir que la capa que constituye el terraplén es de un material próximo a las arenas.

Por ello, será necesario someter tanto el módulo de elasticidad E y el coeficiente de Poisson de esta capa a un análisis de sensibilidad, con tal de determinar su influencia en el modelo.

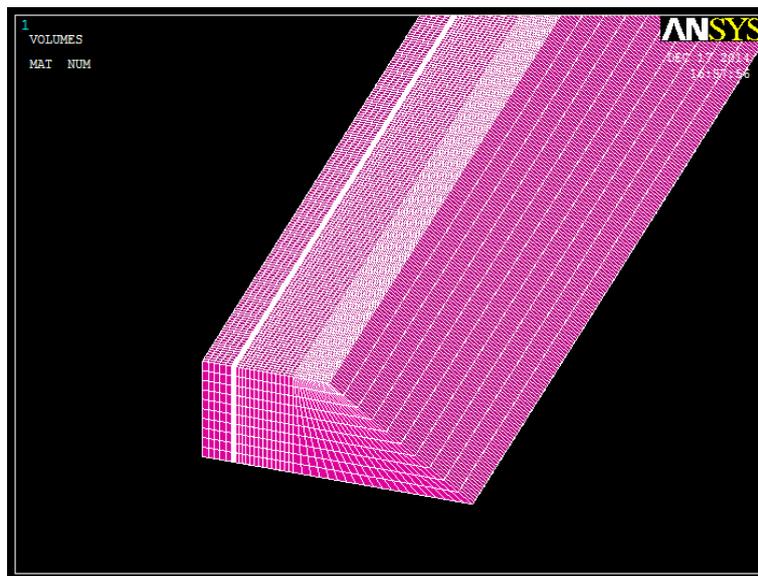


Figura 6. 7 Capa de terraplén en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.

6.2.6. Modelización de la sección completa de vía

Finalmente se muestra una imagen completa de la sección modelizada con todos los elementos que la componen. Por colores, el carril en azul claro, la placa de asiento en morado, las traviesas en rojo, el balasto en azul oscuro y el terraplén en rosa.

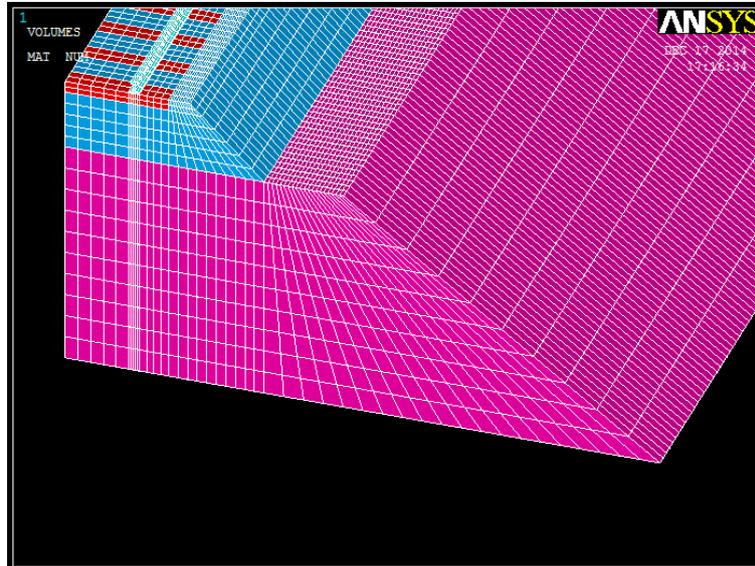


Figura 6. 8 Sección completa modelizada en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.

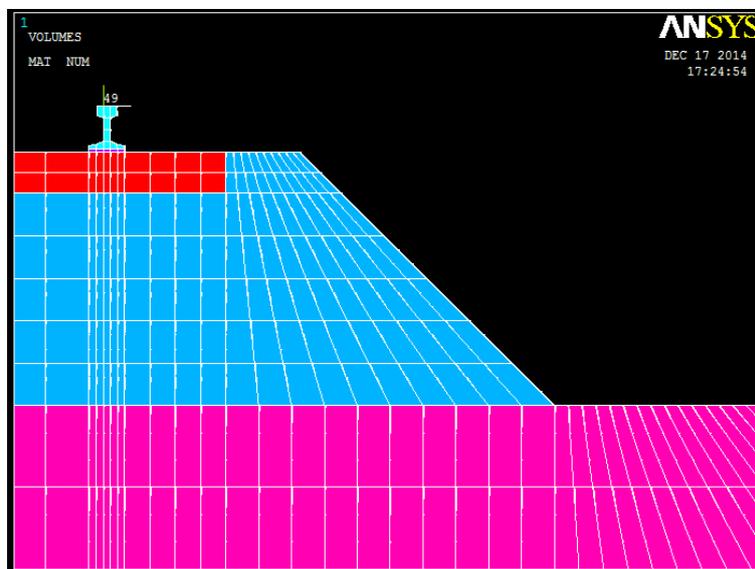


Figura 6. 9 Sección completa modelizada en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.

6.2.7. Velocidad de paso de los vehículos

Aunque la velocidad de paso no es un dato que se tenga, ésta puede ser calculada fácilmente mediante el análisis de los acelerogramas obtenidos en la campaña de mediciones. Este proceso se basa en la relación básica entre velocidad, espacio y tiempo que permite conocer la velocidad de paso del vehículo (que se considera constante en el punto de registro) si conocemos la distancia entre ejes de un mismo bogie o la distancia entre bogies y el tiempo transcurrido entre los picos de señal del acelerograma.

Los picos obtenidos en el registro de aceleraciones responden a la excitación generada por la aplicación de una carga en el terreno, que para el caso de los ferrocarriles se corresponde con el paso de una rueda por el punto de medición. Posteriormente se muestra una imagen explicativa de este fenómeno.

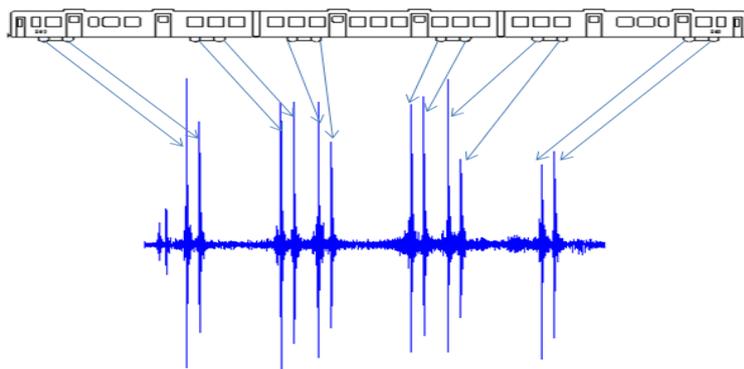


Figura 6. 10 Identificación de picos en el acelerograma. Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, conocida la distancia entre ejes de un mismo bogie o la distancia entre bogies así como el tiempo transcurrido entre picos, es posible conocer la velocidad de paso de cada vehículo en cada registro. Estos cálculos han ofrecido una velocidad de paso media de todos los registros de 17.69 m/s por la sección objeto de estudio.

6.2.8. Dimensiones del modelo y de los elementos

Para la correcta reproducción del fenómeno ondulatorio mediante el método de los elementos finitos, se debe realizar un modelo que se adapte a las longitudes de onda que se pretenden estudiar. Es por ello que se buscará la libertad de propagación de las ondas por el sistema, con el fin de obtener los resultados deseados.

Debido a la existencia de límites artificiales como puedan ser las condiciones de contorno, se produce un rebote de las ondas en sus inmediaciones que distorsionan los resultados, por ello se debe realizar un modelo con una longitud suficiente que evite la presencia de esta distorsión en los resultados y que nos permita la correcta reproducción del fenómeno ondulatorio. Además se ha de tener en cuenta los tiempos de cálculo puesto que a mayor longitud del modelo los tiempos de cálculo se verán incrementados,

debido al incremento en el número de nodos.

Dicho criterio de dimensionamiento viene dado por el medio a través del que se desplazan las ondas a estudiar. Puesto que se van a calcular datos en la superficie, se deberán estudiar aquellas ondas de propagación que se realicen en la parte superior del modelo, dichas ondas son conocidas como “ondas de Rayleigh”. En caso de tener terrenos estratificados, circunstancia que se da en el presente trabajo final de máster, se debe estudiar la propagación por el terreno más blando, en este caso sería el material del terraplén formado por arenas. Como se ha citado anteriormente las sobrecargas dinámicas tienen dos componentes, una fuerza P1 cuyas frecuencias son superiores a los 100Hz y una fuerza P2 con frecuencias entre 30-90 Hz, es por ello que las frecuencias elegidas para el modelo se situarán entre 30-150 Hz. Se sabe que frecuencias situadas entre 2-80 Hz afectan al ser humano pero como el presente TFM no pretende estudiar esta componente, sino las frecuencias que afectan a la vía, dicho valor es despreciado.

6.2.8.1. Dimensionamiento global del modelo

Como se ha citado, en el presente capítulo, el rango de frecuencias que se pretende estudiar se sitúa entre los 30 y los 150 Hz. La velocidad de propagación de las ondas R de Rayleigh se calcula como el 90% de las ondas S, es por ello que se tiene la siguiente ecuación para su cálculo:

$$V_R = 0.9 * V_S = 0.9 * \sqrt{\frac{E_{estrato}/2*(1+\nu)}{\rho_{estrato}}} \quad (\text{Ec. 6.1})$$

Para el caso concreto de unas arenas con gravas, se utilizan los valores medios de los rangos establecidos para el análisis de sensibilidad que más adelante se detalla. Dichos valores son los que se reflejan a continuación:

E_{arenas}	9.6·10 ⁷ Pa
v_{arenas}	0.3
Densidad	1890 kg/m ³

Tabla 6. 4 Propiedades básicas de las arenas con gravas.

Con estos valores y sustituyendo en la ecuación obtenemos la velocidad de las ondas de Rayleigh

$$V_R = 0.9 * V_S = 0.9 * \sqrt{\frac{9.6 \cdot 10^7 / 2 * (1 + 0.3)}{1890}} \approx 126 \text{ m/s}$$

Así pues, como la frecuencia de una onda es el cociente entre su velocidad y su longitud de onda, la longitud de onda máxima a estudiar será aquella que tenga asociada una menor frecuencia, en este caso dicha frecuencia mínima se sitúa en 30 Hz:

$$\lambda_{SUP} = \frac{V_{RAYLEIGH}}{f_{min}} = \frac{126}{30} = 4.19m \quad (\text{Ec. 6.2})$$

Este cálculo implica que para estudiar completamente la longitud de onda de Rayleigh deberíamos adoptar un modelo de, al menos, 4.19 m tanto en dirección longitudinal como transversal.

Puesto que la longitud del modelo a priori es muy reducida debemos realizar un análisis de sensibilidad para la longitud del modelo, en dicho análisis únicamente variara la distancia en sentido longitudinal de la vía, siendo las longitudes a estudiar de 5.02, 9.96 y 20,04m. Este análisis es llevado a cabo para conocer la influencia en los resultados del rebote de las ondas en las condiciones de contorno.

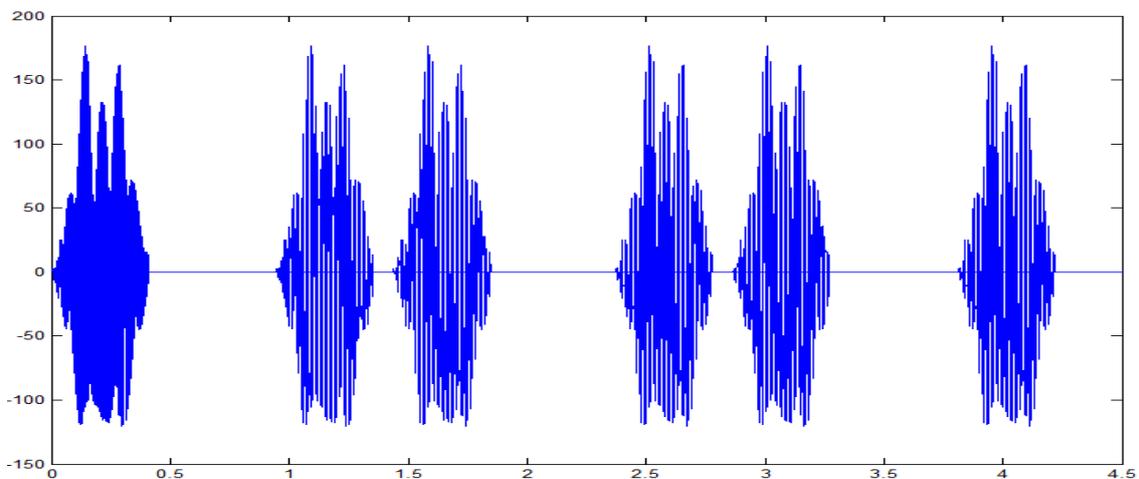


Figura 6. 11Acelerograma de modelo con 5.04m. Fuente: Elaboración propia.

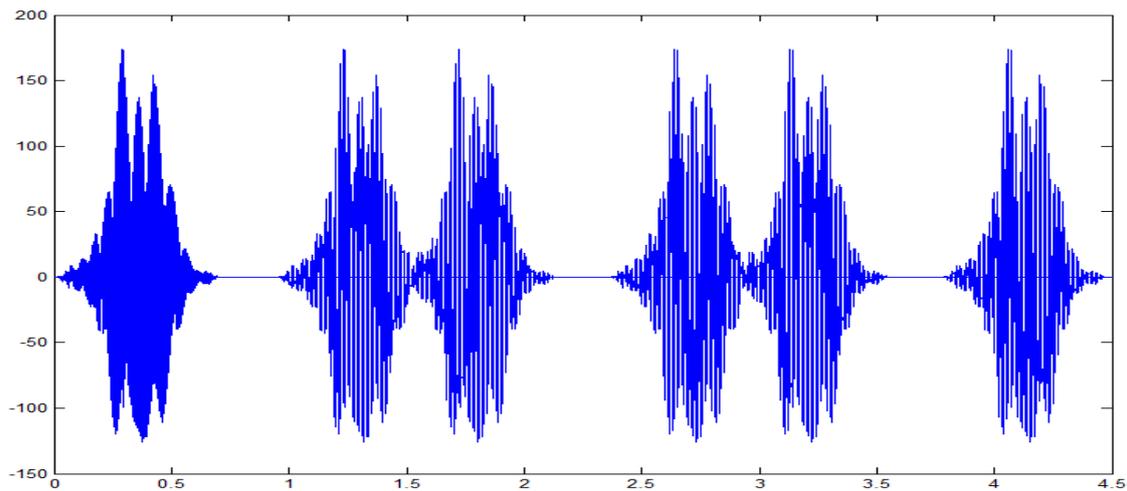


Figura 6. 12 Acelerograma de modelo con 10.08m. Fuente: Elaboración propia.

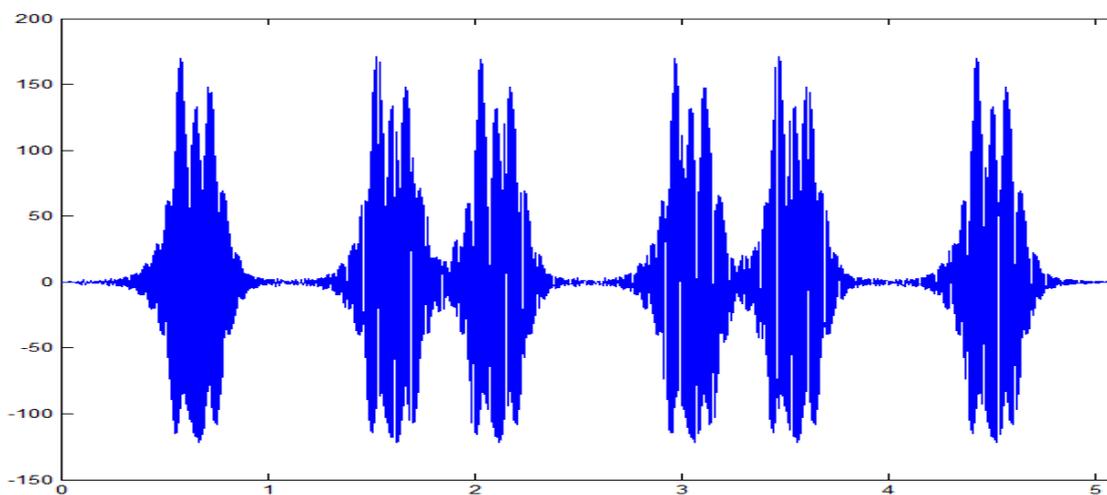


Figura 6. 13 Acelerograma de modelo con 20.16m. Fuente: Elaboración propia.

Como se observa en los acelerogramas anteriores la longitud del modelo que mejor representa la realidad es el tercer caso escogido, luego el modelo del presente TFM tendrá una longitud de 20.16m.

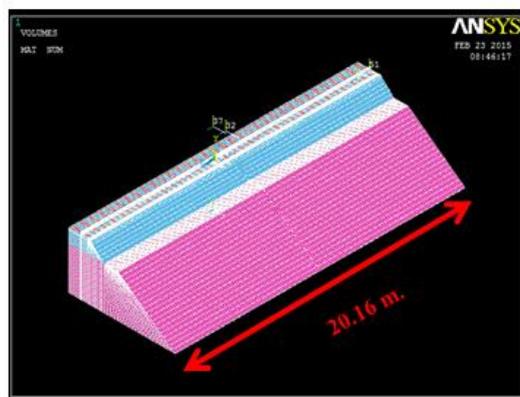


Figura 6. 14 Modelo acotado 20.16m. Fuente: Elaboración propia.

Además se ha realizado una comparativa entre los resultados de un modelo con la vía completa, es decir, con sus dos carriles y toda su geometría completa y otro con únicamente la mitad. Los resultados arrojados por ambos modelos son los siguientes:

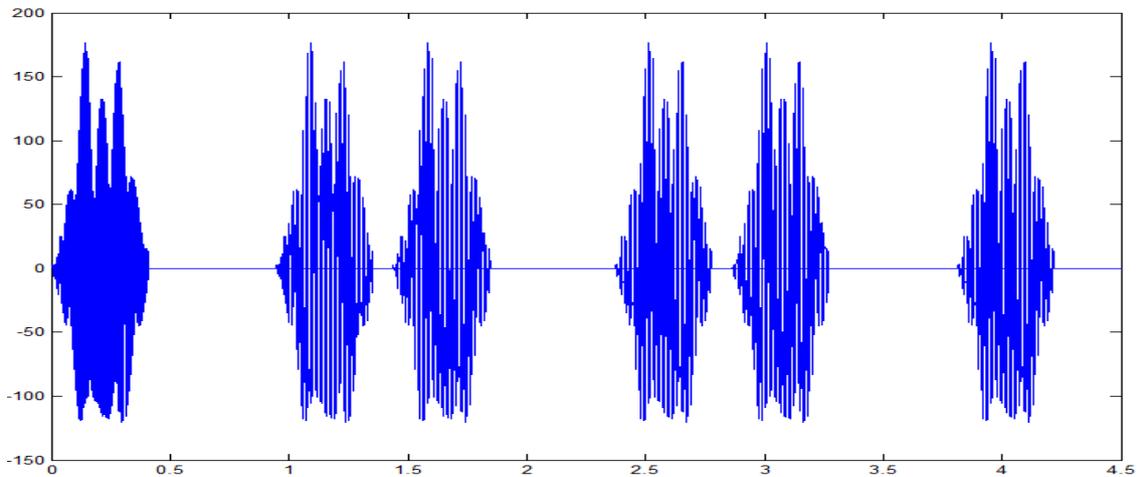


Figura 6. 15 Acelerograma de modelo con 5m y media sección de vía. Fuente: Elaboración propia.

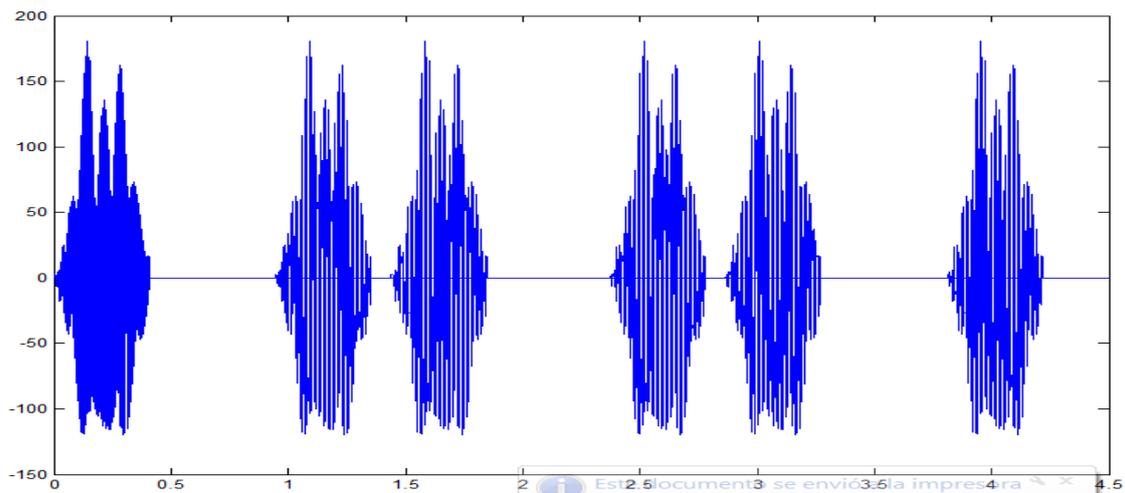


Figura 6. 16 Acelerograma de modelo con 5m y sección completa. Fuente: Elaboración propia.

Como se aprecia en los acelerogramas anteriores, no existe prácticamente diferencia entre los dos, es por ello que el cálculo del modelo será realizado con media sección puesto que agilizará el cálculo y permitirá la optimización de los recursos existentes.

El siguiente punto a analizar es el tipo de elemento a utilizar en la realización del mallado en el modelo realizado en Ansys. En el programa de elementos finitos Ansys existen multitud de elementos, tanto en 2D como en 3D, para la realización del mallado. En el caso del presente estudio será utilizado el elemento SOLID 45, el cual es muy utilizado en la modelización de vías ferroviarias. Dicho elemento dispone de 8 nodos, lo cual nos reduce los tiempo de cálculo respecto de otros elementos comúnmente utilizados como pueda ser el elemento SOLID 95, el cual dispone de 20 nodos y su uso

repercute en tiempos de cálculo mayores, aunque también aporta mayor precisión.

Según Prat et al. en 1995, el elemento SOLID 95 es el más aconsejado para la modelización de estructuras de suelo, pero como ya se ha citado anteriormente su uso, incrementaría muchísimo los tiempos de cálculo y la capacidad del ordenador utilizado para realizar dicha modelización. Es por todo ello que se opta por el uso del elemento SOLID 45 que según las diversas experiencias disponibles, aporta resultados satisfactorios ante sollicitaciones de tracción y compresión de diversos materiales como pudieran ser la madera o el terreno natural.

Una vez definidos tanto el tamaño como el tipo de elemento a utilizar, se procederá a definir el tamaño máximo de los elementos a realizar en el modelo. Dicho cálculo es citado en el documento “Three-dimensional elastodynamic analysis using multiple boundary element domains” de Andersen L y Jones CJC (2001), donde los autores demuestran que la longitud de onda más pequeña a representar tiene que abarcar como mínimo 6 nodos del modelo. En el caso del presente TFM dicha frecuencia se corresponderá con la mayor frecuencia de estudio, siendo esta de 150 Hz.

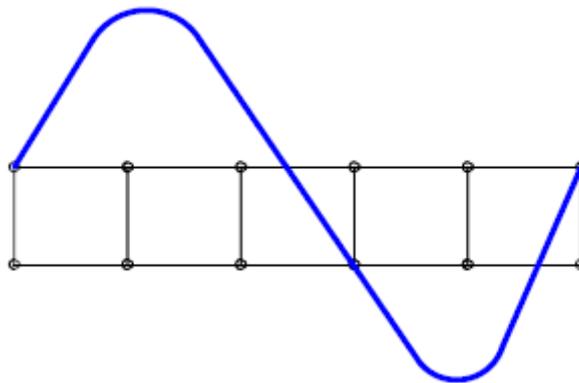


Figura 6. 17 Representación de una onda desarrollada sobre 6 nodos. Fuente: Elaboración propia.

Primero se calcula la longitud de onda que corresponde con la frecuencia de 150Hz, posteriormente se divide dicha longitud entre el número de elementos que se desea abarcar. A continuación se muestra la formulación empleada para el cálculo de la longitud de onda.

$$\lambda_{INF} = \frac{V_R}{f_{max}} = \frac{126 \text{ m/s}}{150 \text{ Hz}} = 0.84 \text{ m} \quad (\text{Ec. 6.3})$$

Para abarcar 6 nodos se deben usar 5 elementos, luego el tamaño máximo del elemento será:

$$L_{SOLID45} = \frac{\lambda_{INF}}{(6-1)} = \frac{0.84 \text{ m}}{5} \approx 0.17 \text{ m} \quad (\text{Ec. 6.4})$$

Con el fin de simplificar el modelo y reducir los tiempos de cálculo, se han tomado una

serie de suposiciones sobre el comportamiento de los materiales. Dicha suposición se refiere al comportamiento elástico lineal e isótropo de todos los materiales. Se sabe que dicha suposición no es del todo cierta, puesto que estos materiales tienen un comportamiento elastoplástico en la realidad, sin embargo dadas las pequeñas cargas transmitidas por el vehículo al conjunto de la vía y la distancia del terreno al punto de aplicación de las cargas, se puede asumir que el límite elástico de los materiales no será rebasado.

Una vez justificado el comportamiento del terreno, necesitaremos únicamente conocer el módulo de elasticidad de los materiales (E), el coeficiente de Poisson (ν) y la densidad (ρ), para lo cual como se ha citado anteriormente se realizará un análisis de sensibilidad.

6.2.9. Aplicación de cargas y condiciones de contorno del modelo

Para la aplicación de cargas se han realizado una serie de simplificaciones que a continuación se detallan.

Las aceleraciones que los vehículos ferroviarios generan al paso por la vía, son debidas principalmente a dos tipos de cargas. Estos tipos son la carga cuasi-estática, que es debida al peso propio del vehículo y la sobrecarga dinámica, la cual es debida a imperfecciones tanto en la geometría de la vía como en los materiales debido al deterioro por el uso.

Para la realización de este primer modelo solo se han tenido en cuenta las cargas cuasi-estáticas puesto que el objetivo de este modelo no va más allá del cálculo de las propiedades del terreno. Es por ello que consideramos que el punto analizado tiene una geometría perfecta y por tanto no se generan estas sobrecargas, además de suponer tanto la rueda del vehículo, así como el carril, lisos y geoméricamente perfectos. Dicha suposición permite además interpretar que la carga transmitida en todos los puntos del carril es siempre constante y que el vector que la representa mantiene en todos los casos su módulo, dirección y sentido.

El tramo objeto de estudio carece de pendiente es por ello que no se ha tenido en cuenta para la realización del modelo.

Para finalizar se suponen que la distribución de masas y cargas en el vehículo es homogénea y que todas las ruedas transmiten la misma carga a su paso por el carril. Suponiendo que el vehículo se encuentra en condiciones de carga máxima, es decir que su peso total es de 144t dato obtenido de la página web de RENFE, el tren tiene un total de 6 bogies con dos ejes cada uno de ellos, la carga por eje será por tanto de 12t y su carga por rueda de 6t. Luego cada rueda transmitirá unos 59kN a la vía.

Una vez vistas todas las características de la carga y sus simplificaciones se procede a

explicar su proceso de aplicación en el modelo numérico. Para poder explicar bien el modo de aplicación es necesario conocer conceptos como “load step” y “substep”.

El “load step” es el número de veces que se aplica una carga en un espacio y un tiempo determinado. Dicho número coincide con el número total de nodos en sentido longitudinal de la vía y su tiempo queda determinado por el tamaño máximo del elemento

Los “substep” son los periodos en los que se divide cada loadstep, dichos periodos están en función de la frecuencia máxima que se va a estudiar y marca el número de veces que se realizan los cálculos en cada loadstep. De ello podemos deducir que a mayor número de substep mayor precisión de cálculo y mayor tiempo.

En este caso el tamaño máximo del elemento es de 0.17m pero para el modelo se ha utilizado un tamaño de 0.12 y la velocidad de circulación del vehículo es de 17.69m/s, siendo la frecuencia máxima de estudio 150Hz.

Número loadsteps	170
Tiempo en cada load step	$t_{loadstep} = \frac{d_{elemento}}{v} = \frac{0.12}{17.69} = 0.006782 \text{ s}$ (Ec. 6.5)
Número de substeps:	$N_{substeps} = 2 * f_{max} * t_{loadstep} = 2 * 150 * 0.006782 \approx 3$ (Ec. 6.6)
Tiempo de cada substep:	$t_{substep} = \frac{t_{loadstep}}{N_{substeps}} = \frac{0.006782s}{3} = 0.00226 \text{ s}$ (Ec. 6.7)

Tabla 6. 5 Cálculo de las propiedades del modelo.

Con el fin de reducir los tiempos de cálculo, se aplica únicamente la carga de un eje y posteriormente a los resultados de aceleraciones obtenidos, se les aplica el criterio de superposición con el fin de obtener el resultado del vehículo completo.

Para realizar el proceso de superposición de resultados, se necesita saber las distancias entre ejes de los vehículos, sabiendo dichas distancias y la velocidad de circulación del tren, se obtendrá un tiempo t que corresponderá al tiempo que tarda en pasar cada rueda de cada eje por un mismo punto. Una vez obtenidos los tiempos entre ejes, se copian 12 veces (puesto que son 12 ejes) los resultados obtenidos para un eje y se desfasa cada resultado el tiempo t antes mencionado. Una vez realizados los desfases suman todos los resultados, obteniendo el acelerograma correspondiente a la totalidad del vehículo.

En el siguiente gráfico se observan las distancias entre los distintos ejes, dichos valores serán útiles para la superposición de cargas.

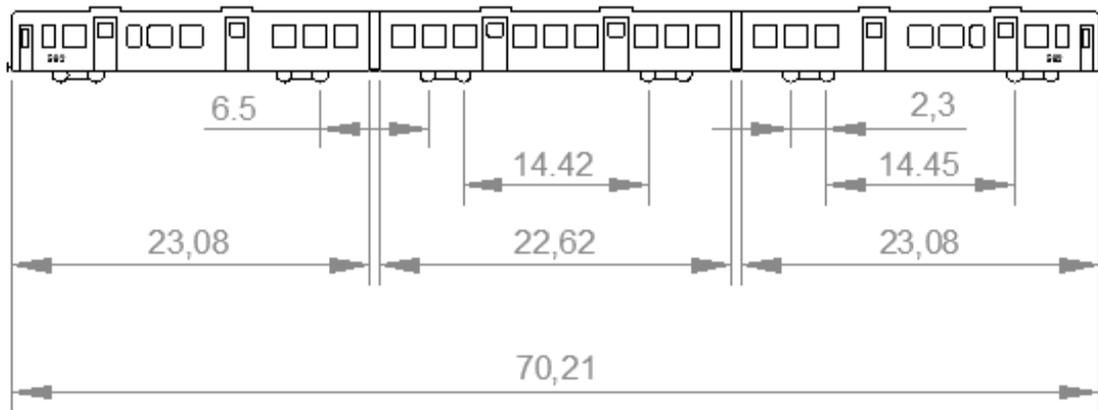


Figura 6. 18 Representación gráfica de las distancias entre ejes para la superposición de cargas .
Fuente: Elaboración propia.

Así pues los tiempos de paso de los ejes para la aplicación de cargas serán:

Coche motor 1		Coche remolque		Coche motor 2	
Eje1	t=0	Eje1	t=1.44s	Eje1	t=2.87s
Eje2	t=0.13s	Eje2	t=1.57s	Eje2	t=3.00s
Eje3	t=0.94s	Eje3	t=2.37s	Eje3	t=3.81s
Eje 4	t=1.07s	Eje 4	t=2.50s	Eje 4	t=3.94s

Tabla 6. 6 Tiempos de paso de los ejes por la misma sección

Por otro lado según las “Recomendaciones para el proyecto de plataformas ferroviarias” del Ministerio de Fomento (1999) se tienen que establecer las siguientes condiciones de contorno con el fin de confinar el terreno modelado:

En las fronteras verticales y transversales de la vía se impone la condición de nulidad de movimientos en el plano perpendicular a ellos (esto es, $UZ=0$)

En las fronteras verticales longitudinales a la vía también se impone la nulidad de desplazamientos en un plano perpendicular a las mismas ($UX=0$)

En el límite inferior del modelo la condición a imponer es la de desplazamientos verticales nulos ($UY=0$)

6.2.10. Análisis de sensibilidad

Una vez desarrollado el fundamento teórico que rige el modelo analítico de vibraciones, en el presente sub-apartado se va a realizar el análisis de sensibilidad de todos los parámetros del modelo para los cuales no ha sido posible determinar con exactitud sus valores.

Es necesario realizar este análisis de sensibilidad debido, por un lado, a las características de los materiales que componen el terreno, dada la falta de ensayos geotécnicos al disponer únicamente de las inspecciones visuales de campo y de los datos proporcionados por mapas geológicos. Del mismo modo, las malas condiciones del balasto obligan a determinar qué grado de influencia tiene sobre el modelo, y en caso de que sea significativo su efecto, calibrando sus características con los datos de aceleración tomados en vía.

En el caso de la vía del presente trabajo final de máster, tan solo se tiene un rango habitual de valores para las características del balasto, arenas y coeficiente β de amortiguamiento. Por ello, se debe de elaborar una matriz en la que se combinen los diferentes valores de cada uno de estos parámetros y se valore visualmente si una variación en los mismos influye significativamente en los resultados finales. Dicha matriz se incluye en la Tabla 6.8

En la Tabla 6.7 se muestran los valores entre los que van a oscilar los valores de cada uno de los parámetros que se van a someter a un análisis de sensibilidad.

Parámetro	Valor máximo	Valor medio	Valor mínimo
E_{balasto}	$1,3 \cdot 10^8$ Pa	$6.725 \cdot 10^7$ Pa	$4,5 \cdot 10^6$ Pa
v_{balasto}	0.3	0.225	0.15
E_{arenas}	$1.75 \cdot 10^8$ Pa	$9.6 \cdot 10^7$ Pa	$1.7 \cdot 10^7$ Pa
v_{arenas}	0.4	0.3	0.2
β	0.001	0.00005	0.00001

Tabla 6. 7 Rango de valores de cada uno de los parámetros del modelo analítico que van a ser sometidos a análisis de sensibilidad.

Para cada uno de los parámetros se van a realizar una serie de pruebas del modelo analítico, manteniendo constantes el resto de valores y variando el parámetro que en cada uno de los análisis de sensibilidad se pretende estudiar, véase la Tabla 6.8 donde se indican las distintas combinaciones realizadas. Como se observa en la tabla anterior, son cinco los parámetros a evaluar, y el rango de valores que de cada uno de ellos irá

variando su valor de manera lo más homogénea posible.

Análisis de sensibilidad					
Caso	Beta	varenas	Earenas (Pa)	vbalasto	Ebalasto (Pa)
1	0,00001	0,3	9,60E+07	0,225	6,73E+07
2	0,00005	0,3	9,60E+07	0,225	6,73E+07
3	0,001	0,3	9,60E+07	0,225	6,73E+07
4	0,00005	0,2	9,60E+07	0,225	6,73E+07
5	0,00005	0,3	9,60E+07	0,225	6,73E+07
6	0,00005	0,4	9,60E+07	0,225	6,73E+07
7	0,00005	0,3	1,70E+07	0,225	6,73E+07
8	0,00005	0,3	9,60E+07	0,225	6,73E+07
9	0,00005	0,3	1,75E+08	0,225	6,73E+07
10	0,00005	0,3	9,60E+07	0,15	6,73E+07
11	0,00005	0,3	9,60E+07	0,225	6,73E+07
12	0,00005	0,3	9,60E+07	0,3	6,73E+07
13	0,00005	0,3	9,60E+07	0,225	4,50E+06
14	0,00005	0,3	9,60E+07	0,225	6,73E+07
15	0,00005	0,3	9,60E+07	0,225	1,30E+08

Tabla 6. 8 Proceso iterativo para la realización del análisis de sensibilidad.

De esta manera se estudian un total de 15 casos (5 parámetros * 3 valores posibles), en los que cada uno presenta un valor para el parámetro a evaluar y el resto de parámetros presentan el valor que a priori resulta más lógico, como se puede observar en la Tabla 6.8, cuatro de los casos se encuentran repetidos, estando estos valores remarcados en rojo. Así pues, el caso 1 se correspondería con el valor más bajo esperado para el coeficiente β , el caso 2 con un valor medio que se estima más factible a priori y el caso 3 con un valor por encima del caso planteado.

Para el análisis de sensibilidad, se observa la influencia en los resultados de la variación de los distintos parámetros, es por ello que no es necesario realizar un análisis sobre el modelo completo, ya que únicamente nos interesa saber la variación en el registro de las aceleraciones al cambiar cada valor. Así pues para ahorrar tiempo, se realizará el estudio sobre el modelo de 10.04, estudiado en el análisis de sensibilidad realizado para longitud del modelo. Es conveniente tener en cuenta que los resultados de cada prueba no tienen por qué ser valores lógicos, puesto que únicamente se están valorando la influencia de cada parámetro sobre el conjunto del modelo.

Una vez descrito el análisis de sensibilidad, se procede a realizar una comparativa de los resultados obtenidos, dichos resultados están ordenados por grupos, en función del parámetro estudiado.

6.2.10.1. Coeficiente β

Puesto que no se ha hablado de él, a continuación se realiza una breve explicación del coeficiente β de Rayleigh.

Hay que saber que el coeficiente β de Rayleigh tiene una relación directa con la amortiguación del sistema, así pues, el coeficiente β es una constante que acompaña al término de rigideces en el cálculo de la matriz de amortiguamiento global del sistema, resultando determinante en la respuesta vibratoria del medio y afectando tanto a la magnitud de respuesta como a su atenuación en el terreno. Destacar que a valores elevados del coeficiente β de Rayleigh, el factor de amortiguamiento también será mayor, por tanto, se producirá una mayor atenuación de la magnitud de las vibraciones en un periodo de tiempo menor.

El amortiguamiento global del sistema no depende únicamente del coeficiente β anteriormente citado, sino que influye también en él un coeficiente llamado α . Dichos coeficientes α y β multiplican a la matriz de masas y a la matriz de rigideces según la siguiente ecuación:

$$[C] = \alpha * [M] + \beta * [K] \quad (\text{Ec. 6.8})$$

Donde:

- $[C]$ = Matriz de amortiguamiento
- $[M]$ = Matriz de masas
- $[K]$ = Matriz de rigideces.

Con esta formulación se desacoplan las ecuaciones del movimiento mediante la diagonalización de la matriz $[C]$. Gracias a ello se simplifican los cálculos y se igualan los términos de la diagonal de la matriz $[C]$ según la siguiente expresión:

$$C_i = 2 * \xi_i * w_i \quad (\text{Ec. 6.9})$$

Donde:

- ξ_i = Factor de amortiguamiento modal correspondiente al modo i -ésimo propio de la vibración del sistema.
- w_i = Modo propio de vibración del sistema para cada i .

Además cada elemento de la diagonal de la matriz $[C]$ cumple la siguiente ecuación:

$$C_i = \alpha + \beta * w_i^2 \quad (\text{Ec. 6.10})$$

Igualando las dos expresiones se obtiene el factor de amortiguamiento como se aprecia

en la siguiente expresión:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2 \cdot \omega_i} + \frac{\beta \cdot \omega_i}{2} \quad (\text{Ec. 6.11})$$

La fórmula anterior relaciona el factor de amortiguamiento modal y la frecuencia de vibración propia del sistema, para ello se utilizan los coeficientes de Rayleigh que forman una parábola cuya primera parte (correspondiente a los modos de vibración bajos) está dominada por el coeficiente de masas α , mientras que la segunda parte (correspondiente a modos de vibración altos) está dominada por el coeficiente de rigidez β . A continuación se muestra la gráfica citada:

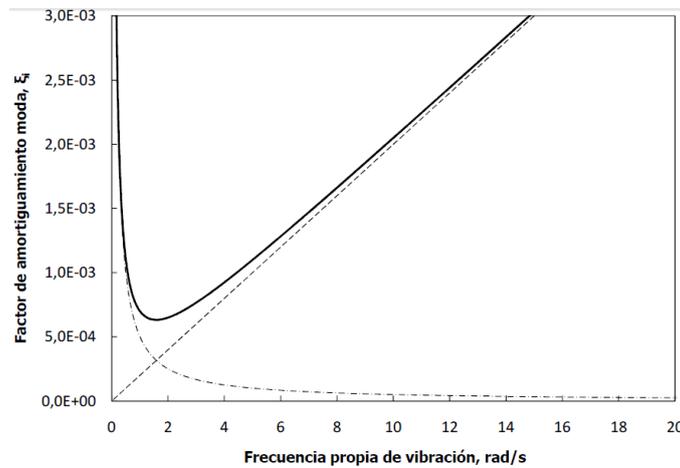


Figura 6. 19 Representación gráfica de la ecuación del factor de amortiguamiento modal.
Fuente: PFC Alberto Galisteo.

Para este trabajo, la frecuencia predominante es el paso de la carga, dicha frecuencia se calcula como la inversa del tiempo de paso entre cargas. En este caso la velocidad es de 17.69 m/s y la distancia entre nodos es de 0.12, luego la frecuencia de paso de cargas será:

$$f = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi}{d_{\text{entre nodos}}/v} = \frac{2\pi}{0.12/17.69} = 925.90 \text{ rad/s} \quad (\text{Ec. 6.12})$$

En la gráfica anterior se puede observar que el valor calculado de 925.90 rad/s recae en la parte lineal de la gráfica, por lo que el término $\frac{\alpha}{2 \cdot \omega_i}$ se anula. Podemos ver que este punto es coincidente con la mayoría de estructuras civiles, puesto que dichas estructuras se diseñan para tener una rigidez que les permita vibrar con valores de frecuencia elevados, lo que provoca el factor de amortiguamiento sea determinado a través de la siguiente expresión:

$$\xi_i = \frac{\beta \cdot \omega_i}{2} \quad (\text{Ec. 6.13})$$

El coeficiente de amortiguación es un valor característico de cada material, así pues en

este estudio se tienen cuatro tipos de materiales, en este caso el material predominante es el terreno (las arenas) para el cual se suele adoptar un valor de 0.02, Luego el coeficiente β para este trabajo oscilará entorno al valor obtenido en la siguiente fórmula:

$$\beta = \frac{2 * \xi_i}{w_i} = \frac{2 * 0.02}{925.9} = 0.0000432$$

Para el análisis de sensibilidad de este parámetro se opta por usar los siguientes valores situados en torno al valor calculado:

$\beta_1 = 0.00001$
$\beta_2 = 0.00005$
$\beta_3 = 0.0001$

Tabla 6. 9 Coeficientes β para el análisis de sensibilidad

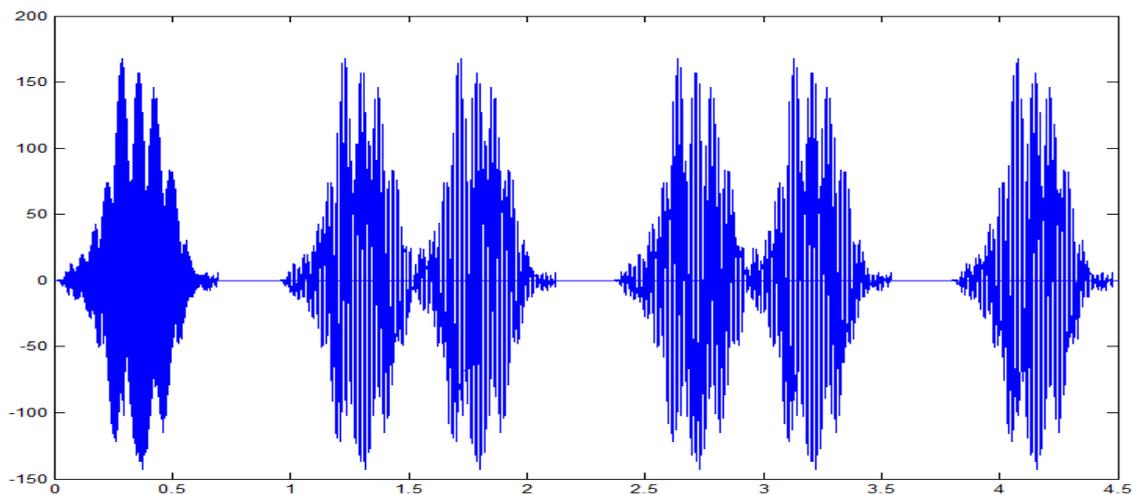


Figura 6. 20 Caso 1 $\beta_1=0.00001$ Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.

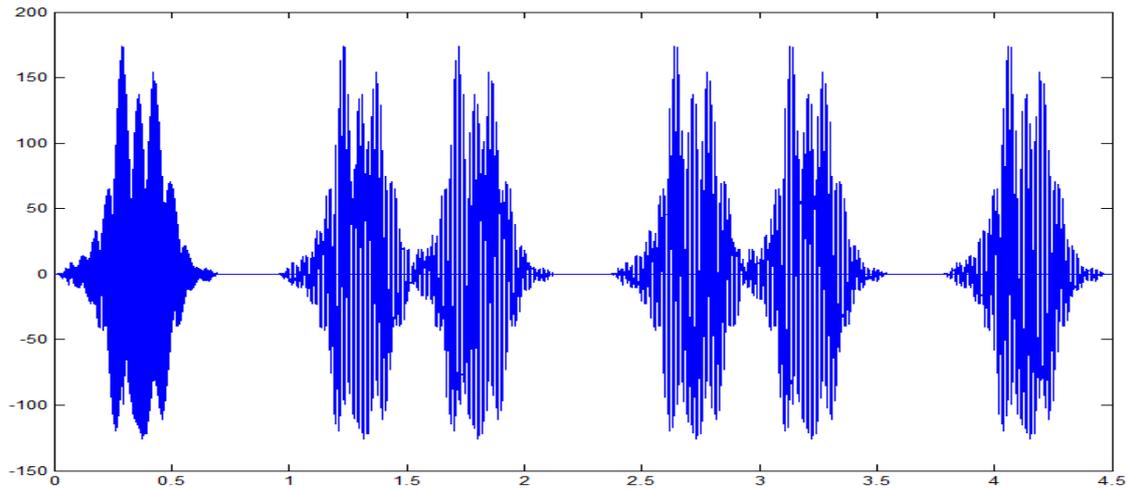


Figura 6. 21 Caso 2 $\beta_2 = 0.00005$ Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.

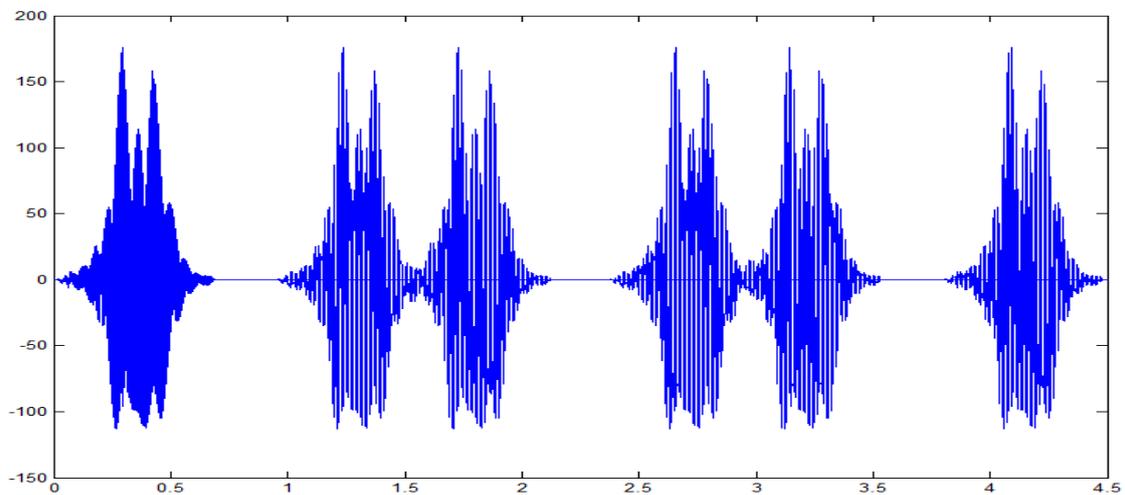


Figura 6. 22 Caso 3 $\beta_3 = 0.0001$ Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.

Al comparar estos tres resultados se aprecia una atenuación de los picos, registrándose menores aceleraciones con el aumento del coeficiente β en el primer caso se observa que los picos oscilan entre los valores de -148 y 168 mientras que para el último caso los valores se sitúan entre -110 y 175. Por tanto dicho valor será indispensable para el proceso de calibración.

6.2.10.2. Coeficiente de Poisson de las arenas

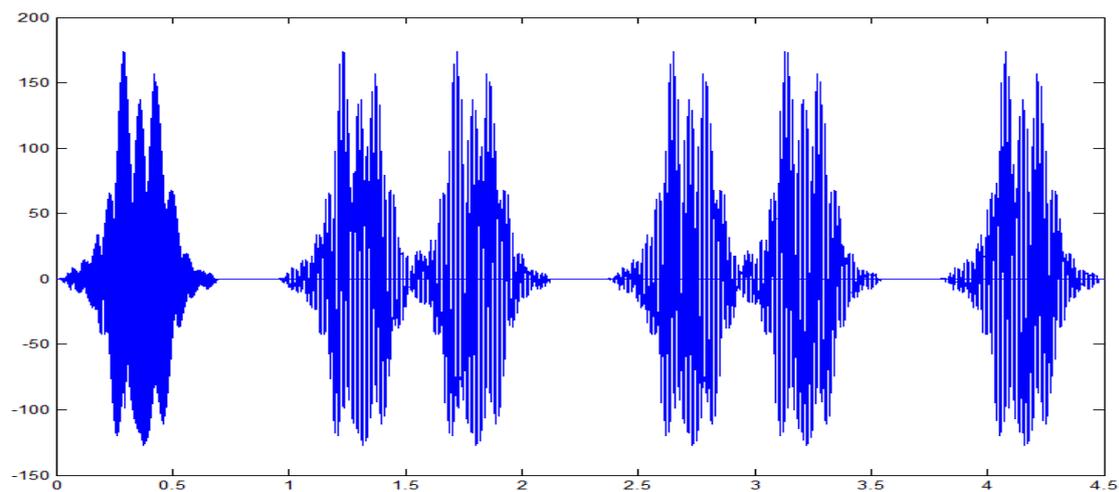


Figura 6. 23 Caso 4 varenas=0.2 Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.

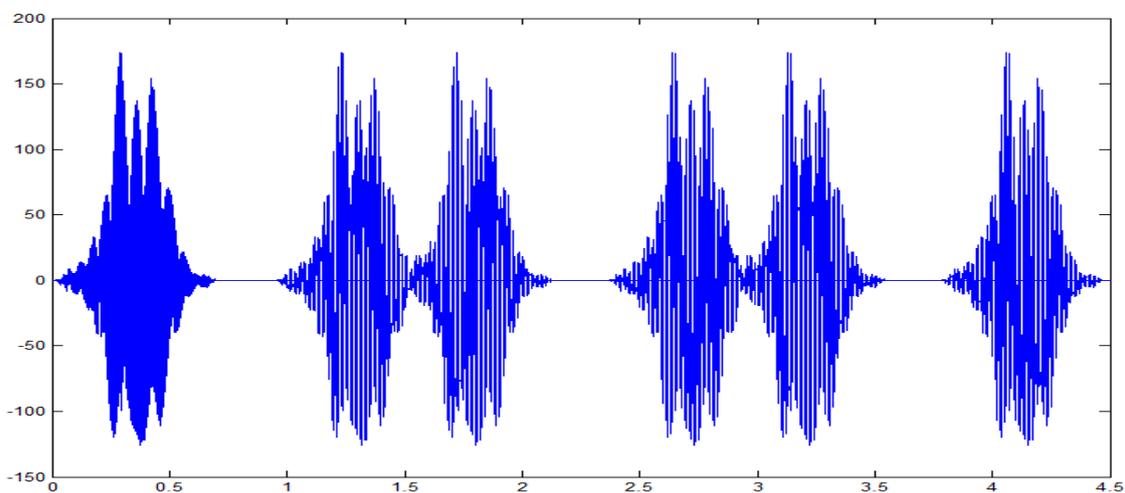


Figura 6. 24 Caso 5 varenas=0.3 Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.

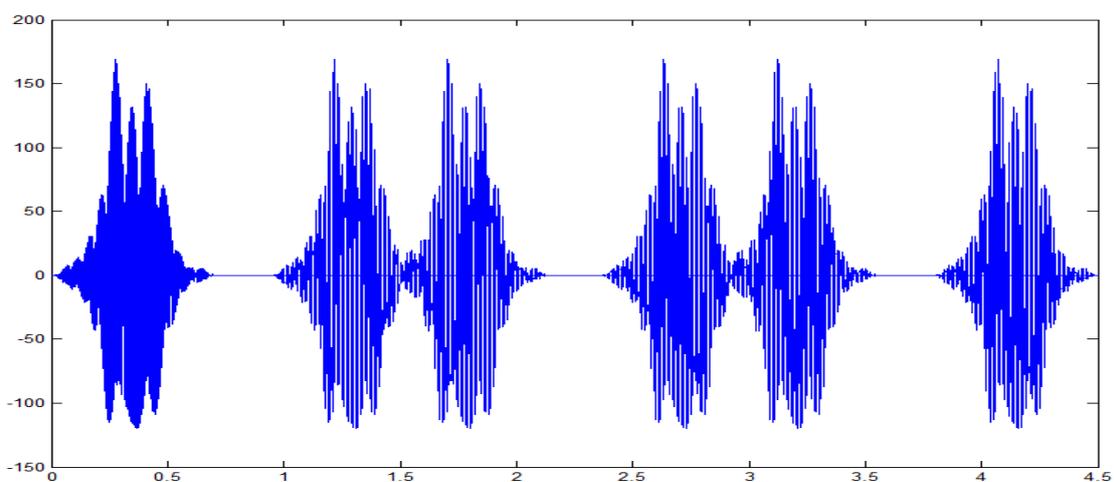


Figura 6. 25 Caso 6 varenas=0.4 Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.

El coeficiente de Poisson de las arenas tiene poca o nula influencia en los resultados obtenidos, es por ello que no deberá ser sometido a proceso de calibración.

6.2.10.3. Módulo de elasticidad de las arenas E

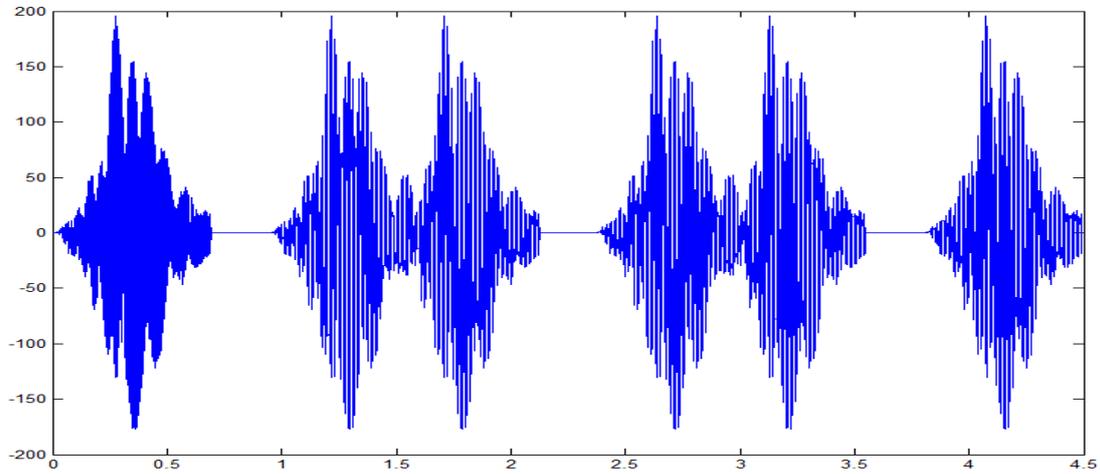


Figura 6. 26 Caso 7 $E_{arenas}=1,70E+07$ Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.

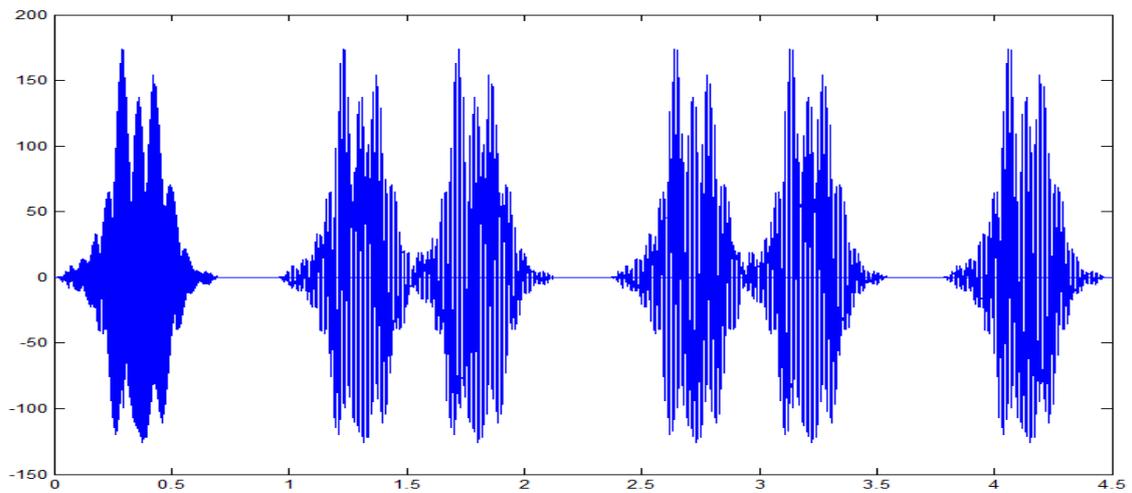


Figura 6. 27 Caso 8 $E_{arenas}=9,60E+07$ Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.

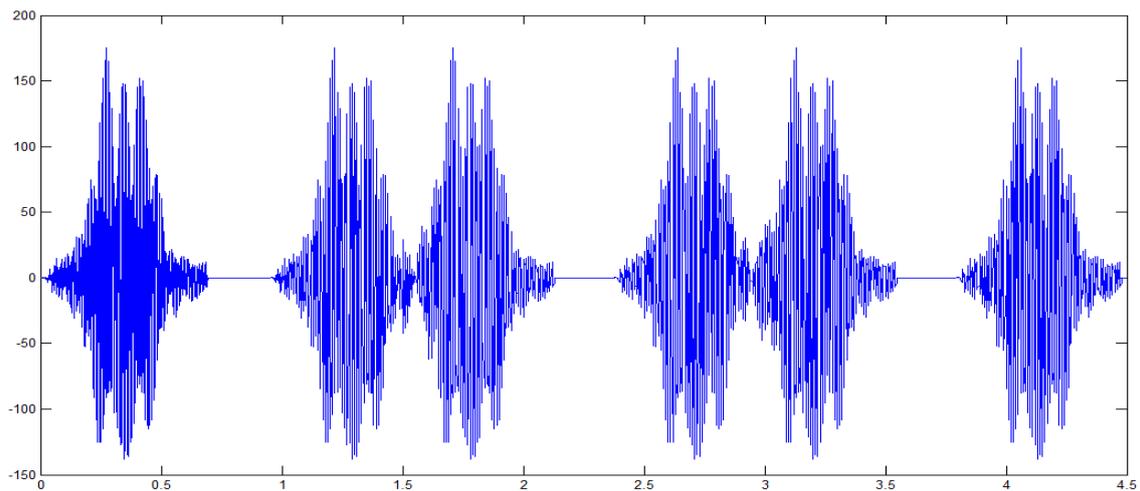


Figura 6. 28 Caso 9 $E_{arenas}=1,75E+08$ Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.

En este caso al variar el módulo de elasticidad de las arenas que forman el terraplén, los picos registrados de aceleraciones también sufren una ligera variación, igualándose estos conforme se aumenta la elasticidad. Es por ello que dicho valor deberá ser sometido al proceso de calibración

6.2.10.4. Coeficiente de Poisson del Balasto

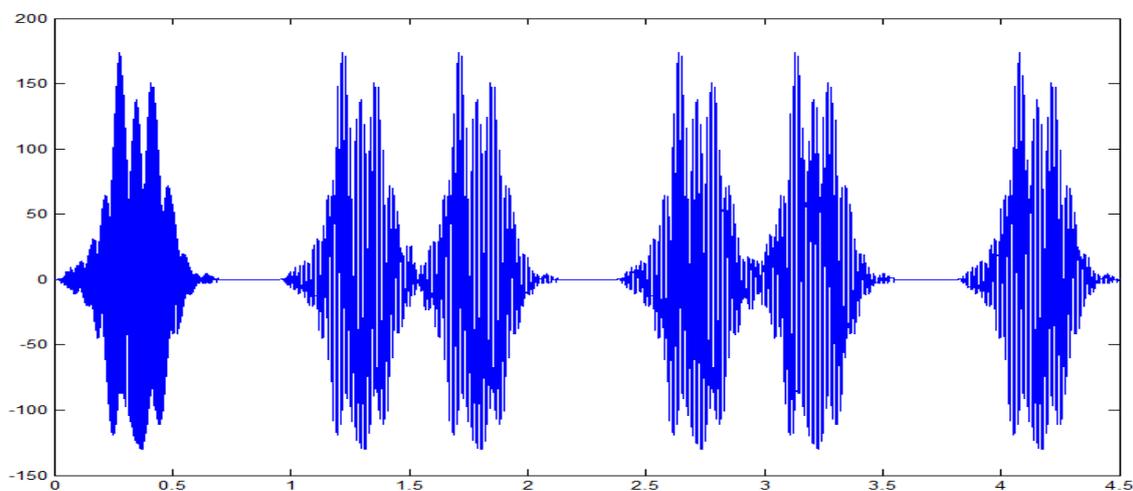


Figura 6. 29 Caso 10 $v_{balasto}=0.15$. Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.

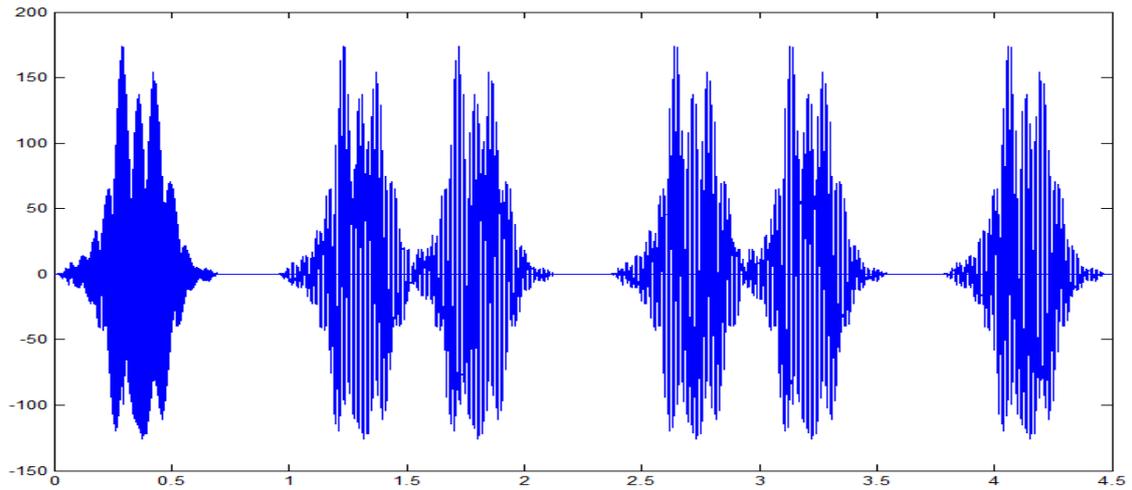


Figura 6. 30 Caso 11 $v_{balasto} = 0.225$. Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.

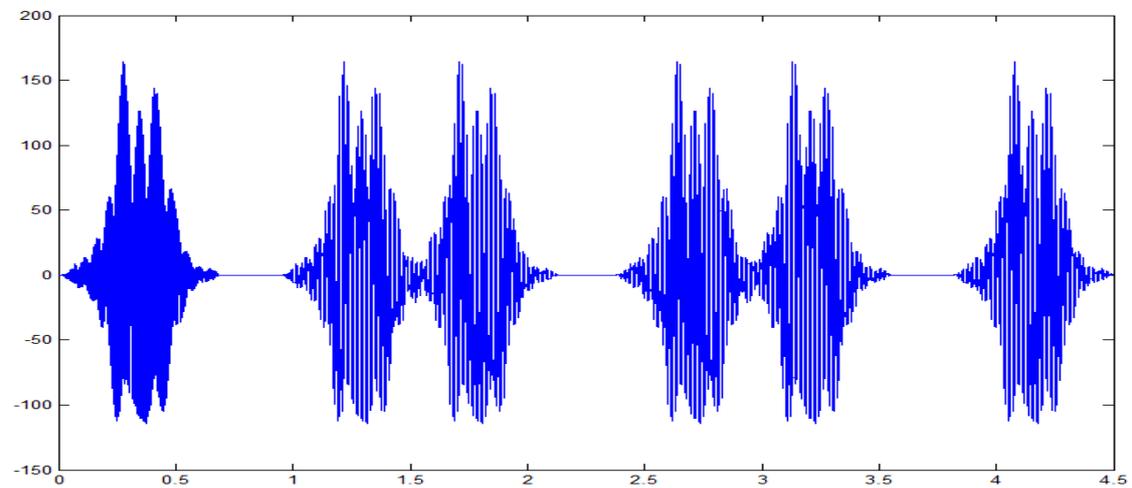


Figura 6. 31 Caso 12 $v_{balasto} = 0.3$. Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.

En este caso si se observan las gráficas se puede ver que apenas existe variación entre ellas, siendo prácticamente iguales sus resultados. Dicho esto se considera que este parámetro no tiene una gran influencia en los resultados obtenidos y es por ello que no será sometido a calibración.

6.2.10.5. Módulo de elasticidad del Balasto E

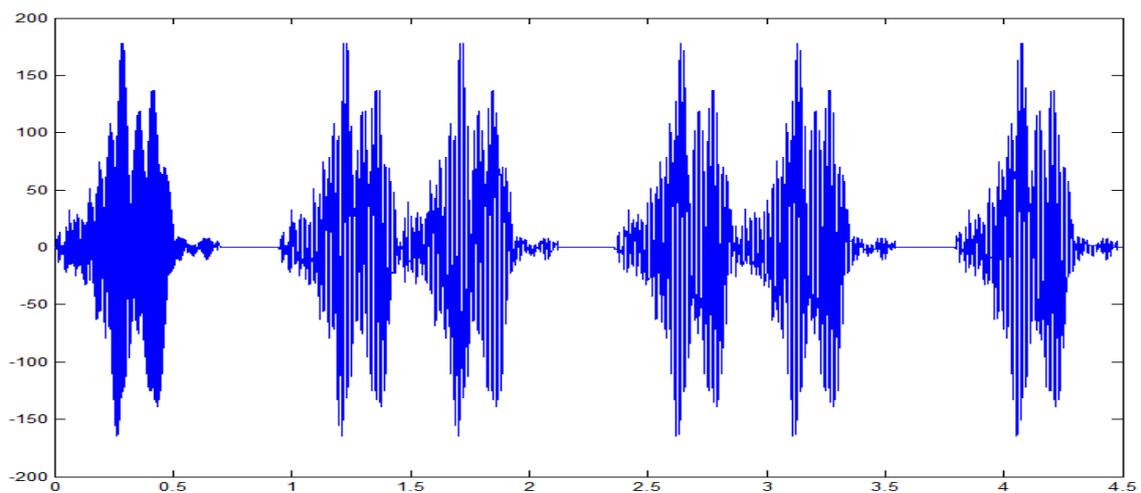


Figura 6. 32 Caso 13 $E_{\text{balasto}}=4,50E+06$. Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.

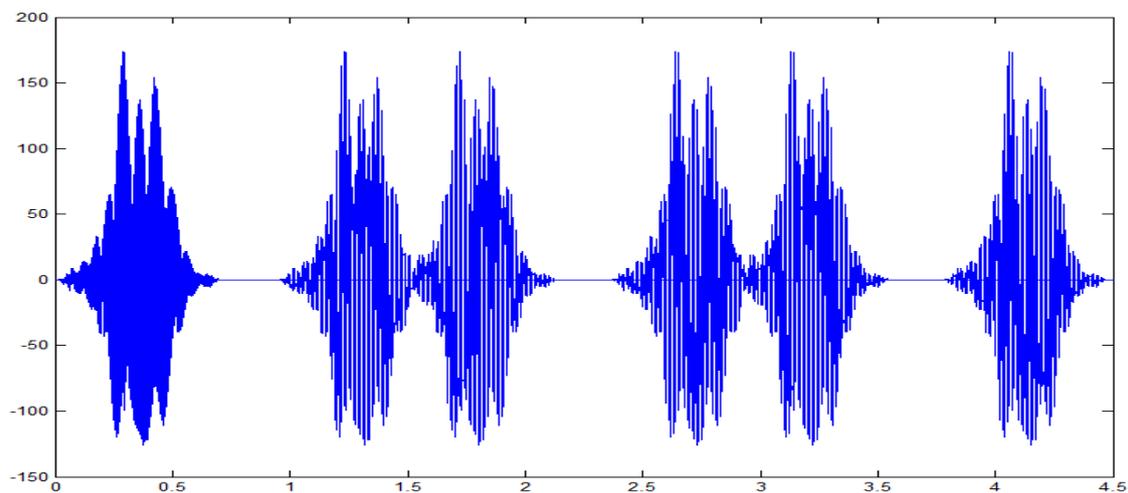


Figura 6. 33 Caso 14 $E_{\text{balasto}}=6,73E+07$. Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.

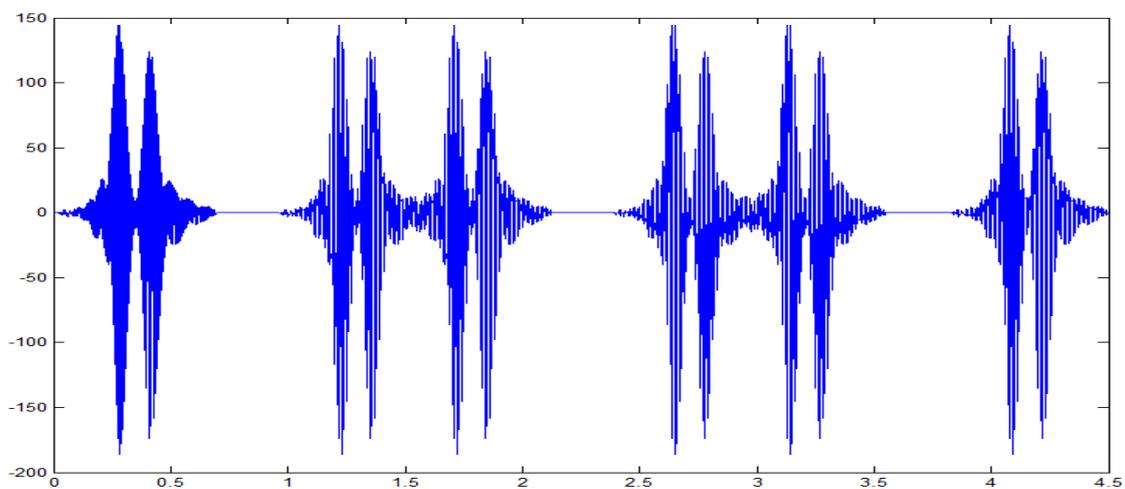


Figura 6. 34 Caso 15 Ebalasto= $1,30E+08$. Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.

Para el módulo de elasticidad del balasto se puede apreciar que su variación es totalmente significativa, es por ello que se deberá proceder a su calibración.

6.2.11. Calibración y validación del modelo en ANSYS

Durante la campaña de mediciones se tomaron cuatro circulaciones/día, durante los cuatro días que duraron las mismas, observando una amplia variabilidad en las velocidades de los distintos pasos. Dichas velocidades son menores a primera hora de la mañana y mayores en la franja horaria más cálida. Hay que recalcar que las primeras mediciones fueron tomadas a las 7:30 de la mañana y a las 7:45 registrándose velocidades entorno a los 60Km/h, a media mañana (10:30h) la velocidad de la circulación se encontraba entorno a los 70 Km/h y a las 13:35 era aproximadamente de unos 80Km/h. Visto la gran variabilidad de velocidades se opta por seleccionar las circulaciones producidas a las 10:30 de la mañana puesto que es la velocidad media de paso por la sección donde fueron realizadas las mediciones.

Con ello de las 16 mediciones realizadas se descartan 12, quedando las correspondientes a la circulación de las 10:30. Al observar los distintos acelerogramas, se selecciona la circulación, donde teniendo unos buenos registros, el acelerograma es más homogéneo y continuo, con el fin de poder realizar la calibración y validación del modelo realizado. Dichas mediciones son tomadas en alma del carril, traviesa y una pica a tierra situada en el terraplén a 1,5m de distancia del carril. Para el proceso de calibración y validación se seleccionan las correspondientes al alma del carril y a la pica a tierra, con el fin de observar la atenuación producida por el terreno. Dichos gráficos son los que se muestran a continuación y representan las mediciones tomadas en el punto de control.

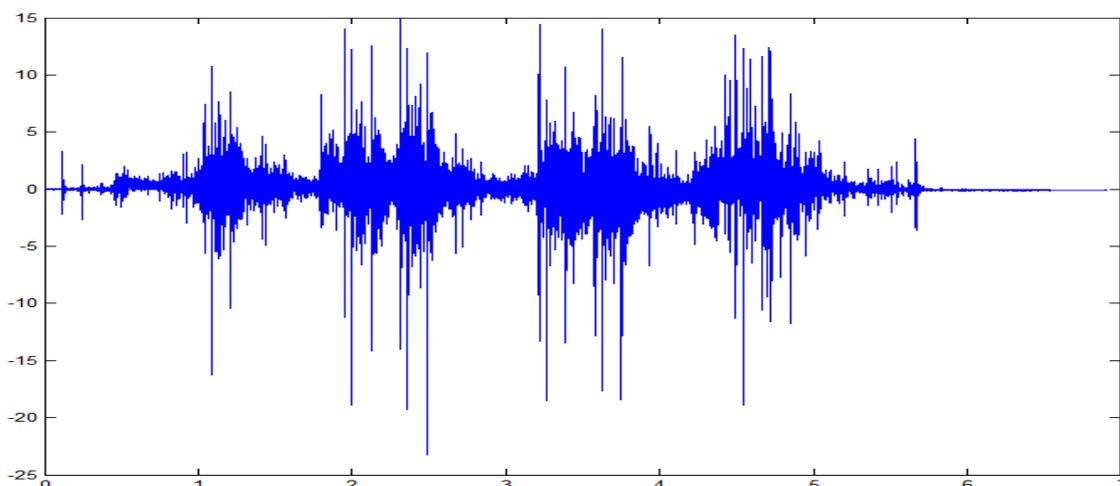


Figura 6. 35 Acelerograma circulación 3 cuarto día en alma de carril. Fuente: Elaboración propia

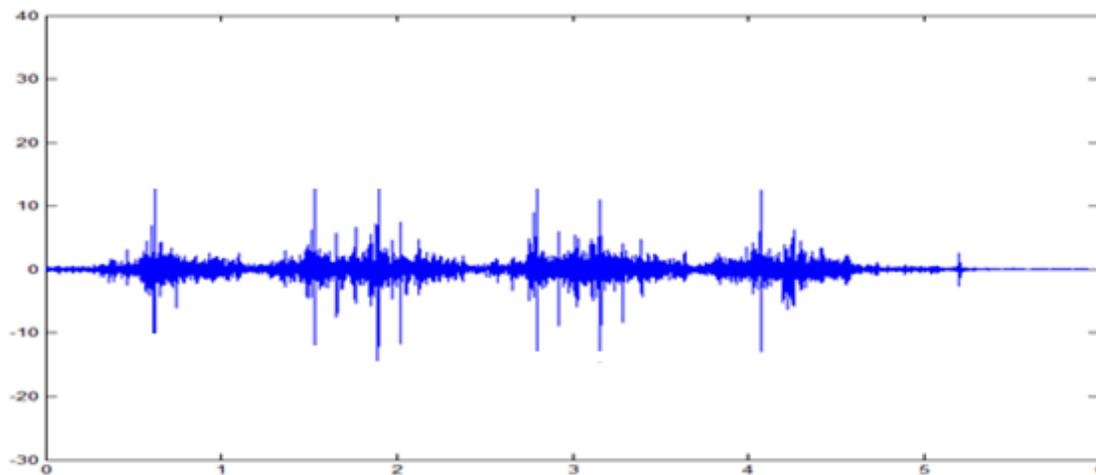


Figura 6. 36 Acelerograma circulación 3 cuarto día en traviesa. Fuente: Elaboración propia

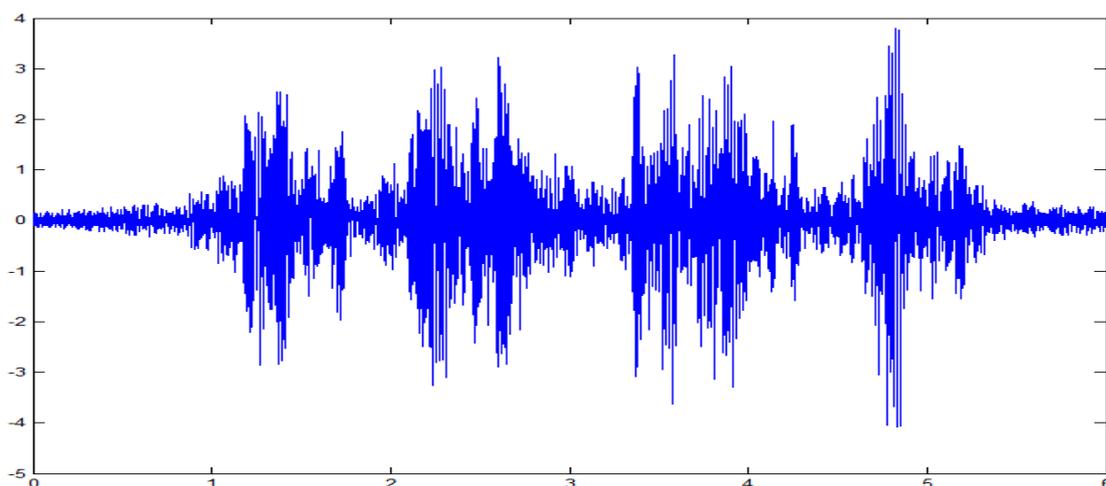


Figura 6. 37 Acelerograma circulación 3 cuarto día en pica a tierra. Fuente: Elaboración propia

Como se ha visto en el punto anterior los parámetros a calibrar serán el módulo de elasticidad de las arenas y del balasto y el coeficiente β . Al igual que en el análisis de sensibilidad, para la calibración también es conveniente realizar una matriz de combinaciones con los parámetros que serán estudiados. En dicha matriz se combinarán dos variables, puesto que en el caso de este Trabajo final de máster se tienen tres variables susceptibles de ser calibradas, se deberán realizar tantas matrices adicionales como valores se planteen.

Para la primera matriz de combinaciones se estudiarán los diversos valores que toman los módulos de elasticidad de arenas y balasto, además se tomará 0.00001 como valor de coeficiente β . Así pues a continuación se define la matriz primera de combinaciones.

MATRIZ COMBINACIONES 1				
Valor $\beta=0.00001$				
Earenas \ Ebalasto	9.6E7	1.3E8	2E8	5E8
7E6	Iteración1	Iteración2	Iteración3	Iteración4
9.6E6	Iteración5	Iteración6	Iteración7	Iteración8
1.7E7	Iteración9	Iteración10	Iteración11	Iteración12
9.6E7	Iteración13	Iteración14	Iteración15	Iteración16

Tabla 6. 10 Matriz de combinaciones

Para la tercera variable (el coeficiente beta), en el análisis de sensibilidad se han planteado 3 valores posibles. No obstante, si se estudiaran todos los casos citados en el análisis de sensibilidad, se obtendrían tres matrices con dieciséis casos cada una, lo que supone un total de 48 casos. Estudiar cada caso supondría un elevado tiempo, es por ello que se opta por empezar por los valores de beta más probables que son los dos más bajos anteriormente citados (0.00001 y 0.00005).

MATRIZ COMBINACIONES 2				
Valor $\beta=0.00005$				
Earenas \ Ebalasto	9.6E7	1.3E8	2E8	5E8
7E6	Iteración17	Iteración18	Iteración19	Iteración20
9.6E6	Iteración21	Iteración22	Iteración23	Iteración24
1.7E7	Iteración25	Iteración26	Iteración27	Iteración28
9.6E7	Iteración29	Iteración30	Iteración31	Iteración32

Tabla 6. 11 Matriz de combinaciones

Una vez definidos todos los casos posibles, se procede al análisis de los mismos. Con el fin de ahorrar tiempo en este proceso iterativo, se seleccionan varios casos iniciales del total de las 32 iteraciones a realizar. Puesto que en el análisis de sensibilidad ya se han obtenido algunas conclusiones de como varía la morfología de los acelerogramas al variar cada uno de los parámetros, es posible buscar en las tablas de combinaciones aquellos casos que a priori puedan acercarse a los valores medidos en la realidad.

Para comenzar se seleccionan los siguientes casos (sombreados en verde)

MATRIZ COMBINACIONES 1				
Valor $\beta=0.00001$				
Earenas \ Ebalasto	9.6E7	1.3E8	2E8	5E8
7E6	Iteración1	Iteración2	Iteración3	Iteración4
9.6E6	Iteración5	Iteración6	Iteración7	Iteración8
1.7E7	Iteración9	Iteración10	Iteración11	Iteración12
9.6E7	Iteración13	Iteración14	Iteración15	Iteración16

Tabla 6. 12 Matriz de combinaciones

El resultado de estos casos es el siguiente:

Iteración 1:

Como se aprecia en la tabla para la iteración 1 se seleccionan los siguientes valores: $\beta=0.00001$, $E_{balasto}=9.6E7$ y $E_{arenas}=7E6$.

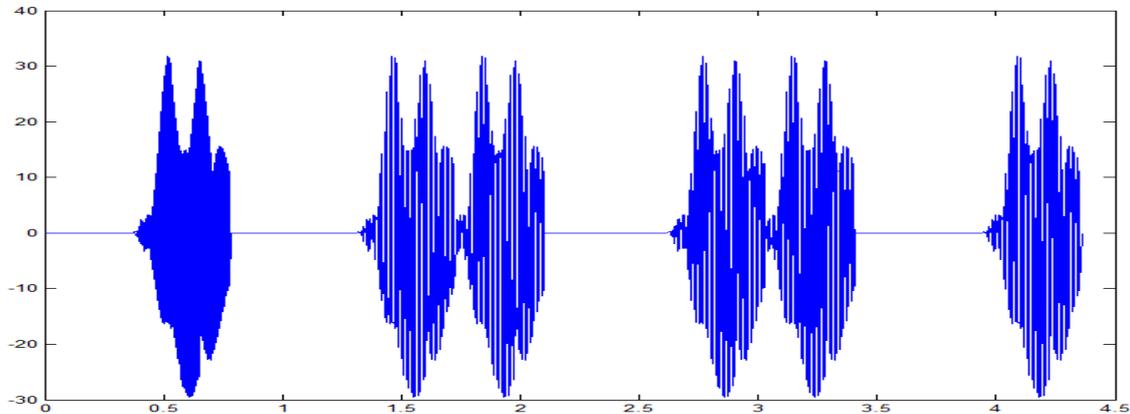


Figura 6. 38 Acelerograma iteración 1 en alma. Fuente: Elaboración propia

Los picos registrados en el alma del carril se encuentran entre aproximadamente -30,+30, superando en unos 10g los valores recogidos en las mediciones. Además la morfología de este gráfico difiere notablemente del registrado. Dichos valores son debidos a que se ha dotado a los materiales de un módulo de elasticidad pequeño, aumentando la rigidez de los mismos y haciendo que las vibraciones se transmitan con más intensidad. Con todo ello, se descarta esta iteración.

Iteración 6:

En el caso de la iteración 6 los valores utilizados son: $\beta=0.00001$, $E_{balasto}=1.3E8$ y $E_{arenas}=9.6E6$.

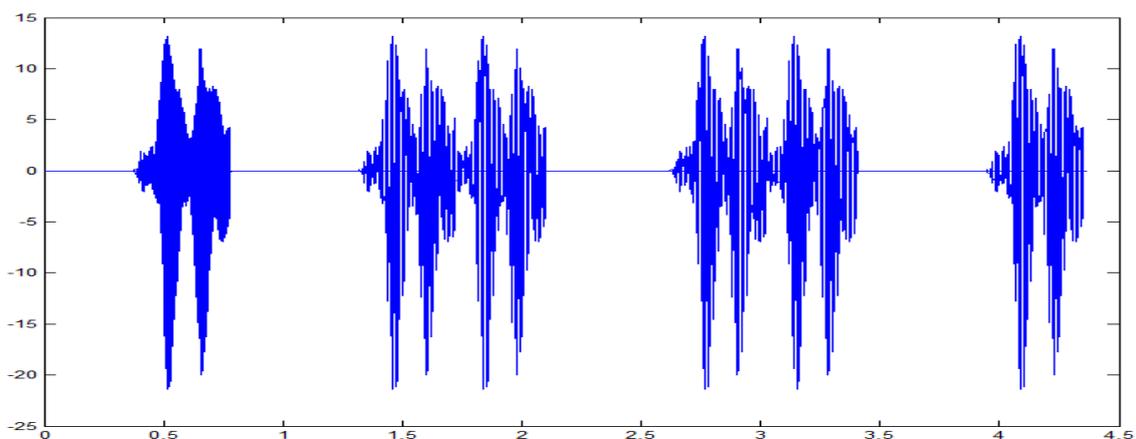


Figura 6. 39 Acelerograma iteración 6 en alma Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar, con estos valores se obtiene una buena morfología y unos picos con valores cercanos a los resultados deseados. Es por ello que concluimos que dicho valor se encuentra cerca del valor deseado.

Iteración 11:

Para la iteración 11 se seleccionan los siguientes valores: $\beta=0.00001$, $E_{balasto}=2E8$ y $E_{arenas}=1.7E7$.

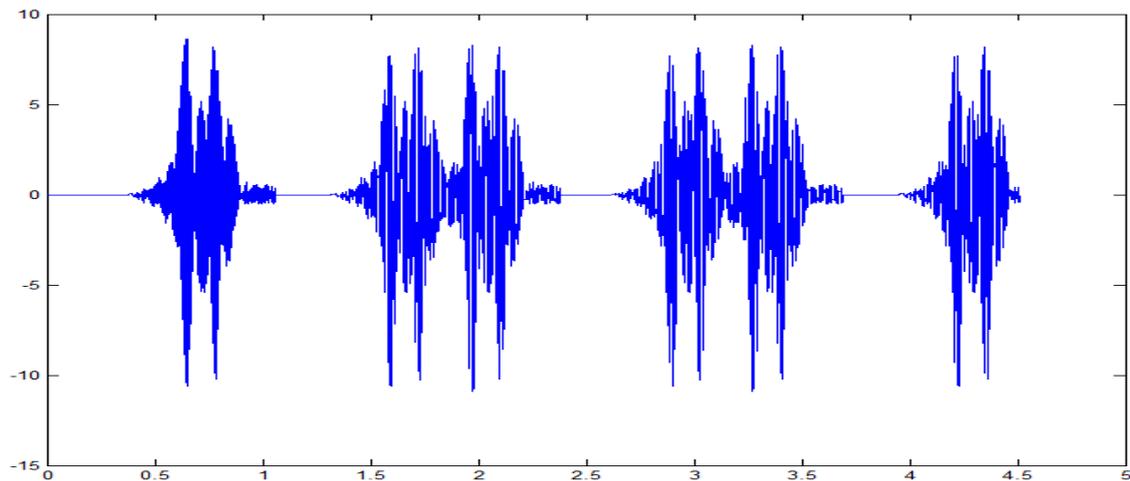


Figura 6. 40 Acelerograma iteración 11 en alma Fuente: Elaboración propia

Se observa que la morfología se aproxima a la real pero los picos máximos son menores a los reales, en torno a unos 10g. Esta situación puede deberse al aumento de la elasticidad de ambos materiales, que produce una atenuación de las vibraciones. Por ello se descarta esta iteración.

Llegado a este punto como se indica en la siguiente tabla, se sabe que el resultado final va a estar cercano a los valores analizados en la iteración 6. Es por ello que se opta por los valores cercanos a esta iteración, descartando los valores que se encuentran más alejados de ella.

MATRIZ COMBINACIONES 1				
Valor $\beta=0.00001$				
$E_{arenas} \backslash E_{balasto}$	9.6E7	1.3E8	2E8	5E8
7E6	Iteración1	Iteración2	Iteración3	Iteración4
9.6E6	Iteración5	Iteración6	Iteración7	Iteración8
1.7E7	Iteración9	Iteración10	Iteración11	Iteración12
9.6E7	Iteración13	Iteración14	Iteración15	Iteración16

Tabla 6. 13 Matriz de combinaciones

A continuación se describen los casos 2, 5, 7 y 10 con el fin de afinar en el proceso iterativo.

Iteración 2:

En el caso de la iteración 2 los valores empleados son: $\beta=0.00001$, $E_{balasto}=1.3E8$ y $E_{arenas}=7E6$.

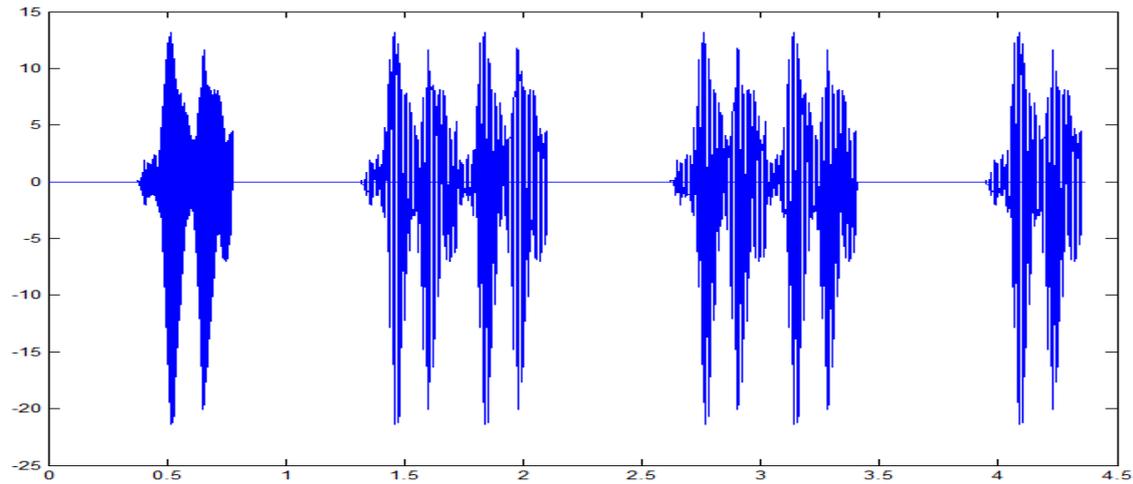


Figura 6. 41 Acelerograma iteración 2 en alma Fuente: Elaboración propia.

Se puede apreciar que los resultados son parecidos a los de la iteración 6 es por ello que se puede decir que a falta de comprobar con otros puntos, la iteración 6 y dos están próximas a los valores deseados.

Iteración 5:

Los valores utilizados en el desarrollo de este caso son: $\beta=0.00001$, $E_{balasto}=9.6E7$ y $E_{arenas}=9.6E6$.

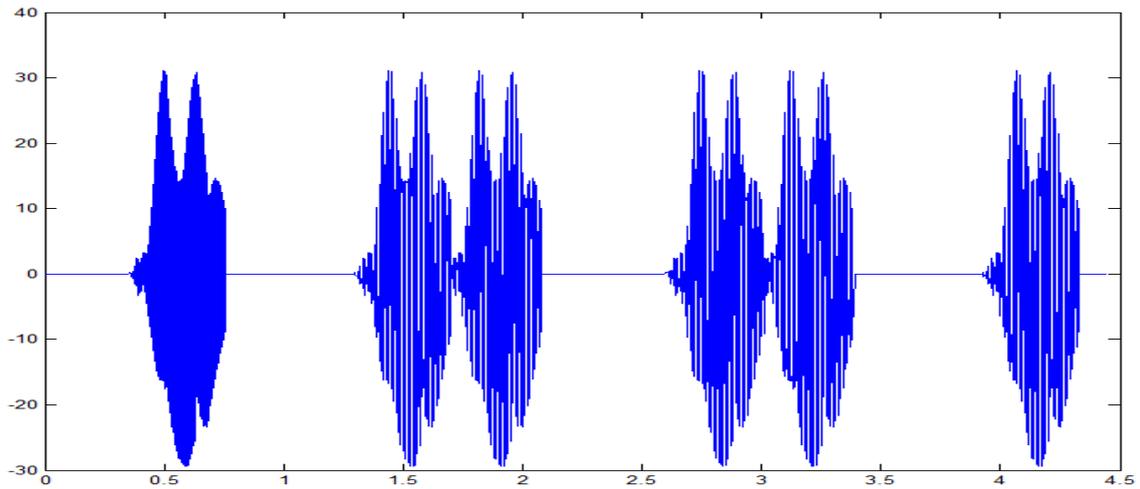


Figura 6. 42 Acelerograma iteración 5 en alma Fuente: Elaboración propia.

Como se aprecia en la gráfica mostrada los picos máximos y mínimos se sitúan sobre los 30g y la morfología del gráfico difiere notablemente con la situación real, es por ello que se descarta esta iteración.

Iteración 7:

Los valores utilizados en el desarrollo de este caso son: $\beta=0.00001$, $E_{balasto}=2E8$ y $E_{arenas}=9.6E6$.

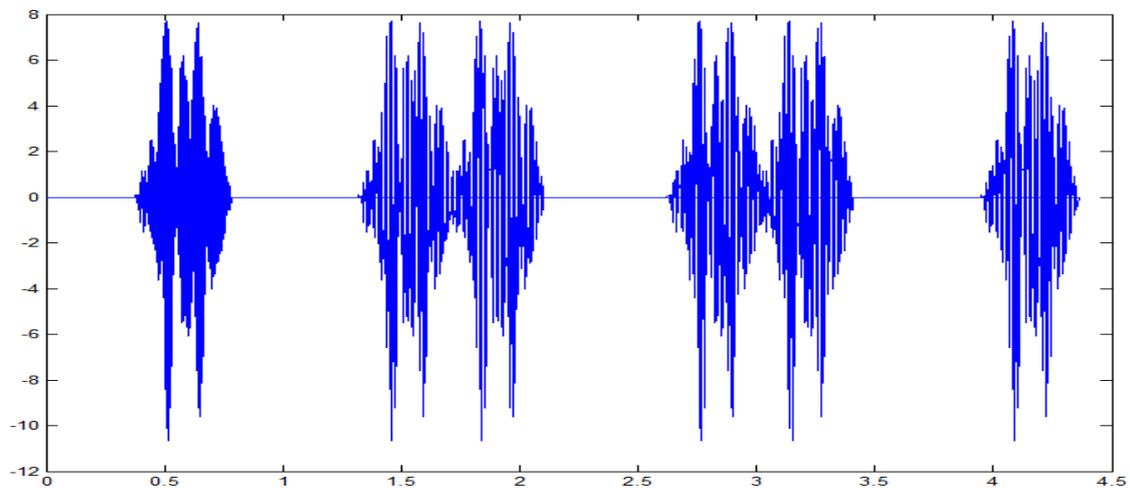


Figura 6. 43 Acelerograma iteración 7 en alma Fuente: Elaboración propia.

Esta iteración arroja máximos y mínimos por debajo de los resultados reales es por ello que se descarta como posible resultado de la calibración.

Iteración 10:

Para los valores: $\beta=0.00001$, $E_{balasto}=1.3E8$ y $E_{arenas}=1.7E7$, se obtiene el siguiente

resultado.

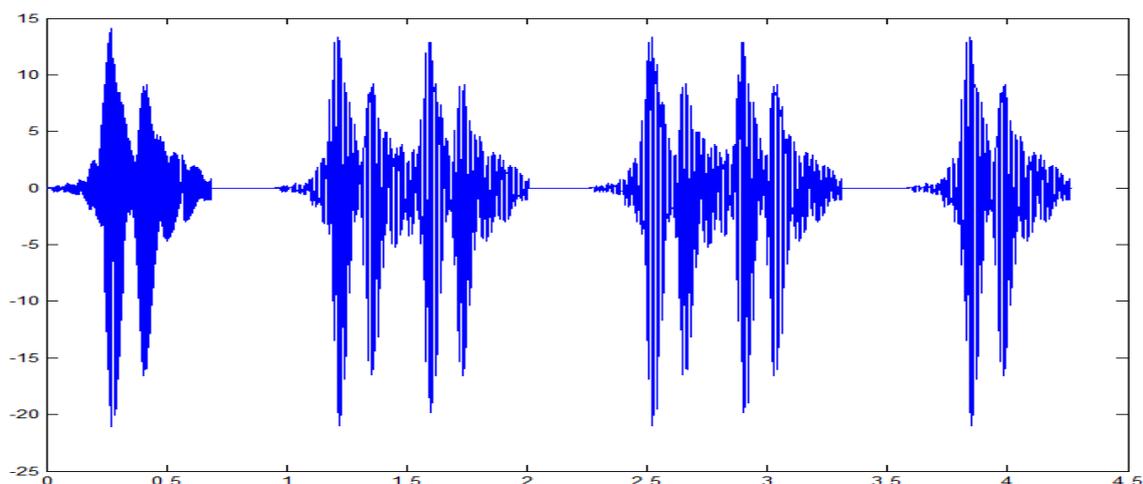


Figura 6. 44 Acelerograma iteración 10 en alma Fuente: Elaboración propia.

Como se aprecia este resultado tiene una buena morfología, representando con mucha fidelidad la realidad estudiada, los resultados procedentes de la calibración 2, 6, y 10 deberán ser comparados en otros puntos con la finalidad de calibrar y validar el modelo empleado, obteniendo así los datos de los materiales de la vía.

Por tanto como se muestra en la siguiente tabla se descartan las iteraciones 3, 5, 7, 9 y 13

MATRIZ COMBINACIONES 1 Valor $\beta=0.00001$				
E_{arenas} \ $E_{balasto}$	9.6E7	1.3E8	2E8	5E8
7E6	Iteración1	Iteración2	Iteración3	Iteración4
9.6E6	Iteración5	Iteración6	Iteración7	Iteración8
1.7E7	Iteración9	Iteración10	Iteración11	Iteración12
9.6E7	Iteración13	Iteración14	Iteración15	Iteración16

Tabla 6. 14 Matriz de combinaciones

Iteración 14:

Para finalizar los cálculos de esta matriz se comprueba la iteración 14, la cual posee unos valores de: $\beta=0.00001$, $E_{balasto}=1.3E8$ y $E_{arenas}=9.6E7$, obteniéndose el siguiente resultado.

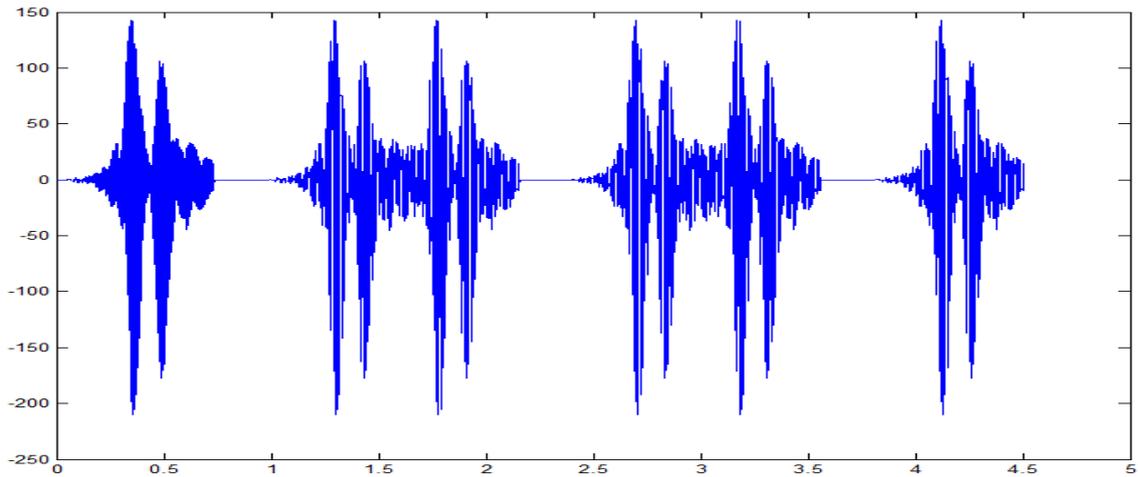


Figura 6. 45 Acelerograma iteración 14 en alma Fuente: Elaboración propia.

En este caso se observa una buena morfología y unos picos muy próximos a los valores reales, es por ello que se deberá estudiar su influencia en otros puntos con el fin de comprobar si los resultados para estos parámetros se ajustan a la realidad.

Como se puede apreciar en el análisis de sensibilidad, el coeficiente β produce una atenuación en los picos registrados en el modelo puesto que las iteraciones 2, 6 y 10 dan unos buenos resultados, se opta por realizar la iteración 18 a modo de comparación descartando desde el inicio el resto de valores.

MATRIZ COMBINACIONES 2				
Valor $\beta=0.00005$				
E_{arenas} \ $E_{balasto}$	9.6E7	1.3E8	2E8	5E8
7E6	Iteración17	Iteración18	Iteración19	Iteración20
9.6E6	Iteración21	Iteración22	Iteración23	Iteración24
1.7E7	Iteración25	Iteración26	Iteración27	Iteración28
9.6E7	Iteración29	Iteración30	Iteración31	Iteración32

Tabla 6. 15 Matriz de combinaciones

Iteración 18:

Para el caso de la iteración 18 los valores empleados son: $\beta=0.00005$, $E_{balasto}=1.3E8$ y $E_{arenas}=7E6$.

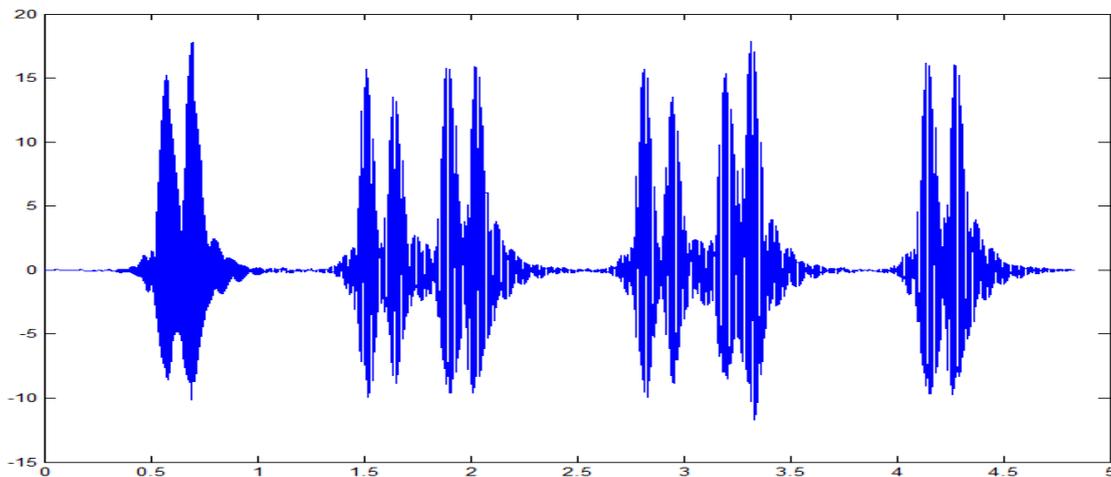


Figura 6. 46 Acelerograma iteración 18 en alma Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar la morfología ha cambiado totalmente y los picos se han reducido como cabía esperar.

Con los datos anteriores se procede a comparar los resultados de las iteraciones 2,6, 10 y 14 en otros dos puntos distintos (travesía y terreno del terraplén) que coinciden con los puntos de toma de datos en la realidad.

Resultados en travesía:

Cabe recordar que los resultados para la travesía son los siguientes:

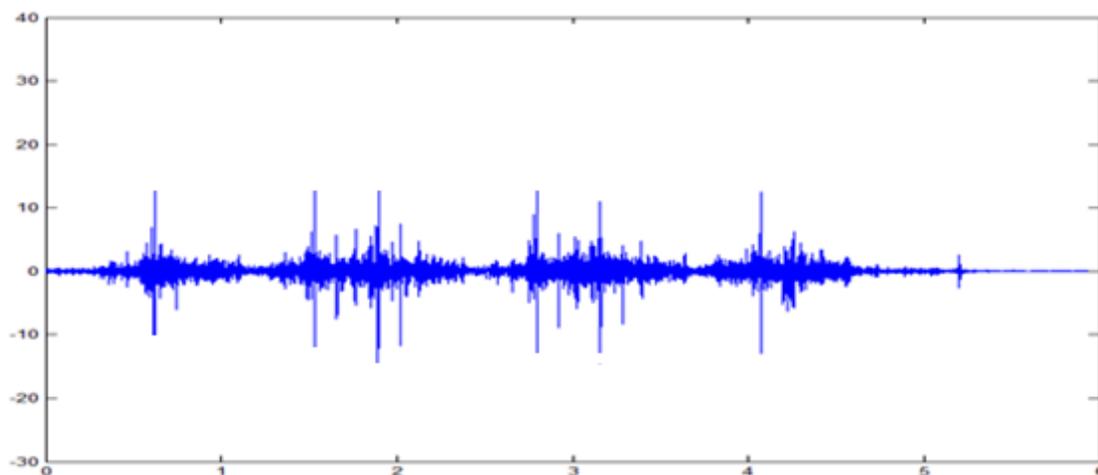


Figura 6. 47 Acelerograma circulación 3 cuarto día en travesía. Fuente: Elaboración propia

Estos resultados tienen picos positivos cercanos a los 13g y negativos del orden de -12g

Iteración 2:

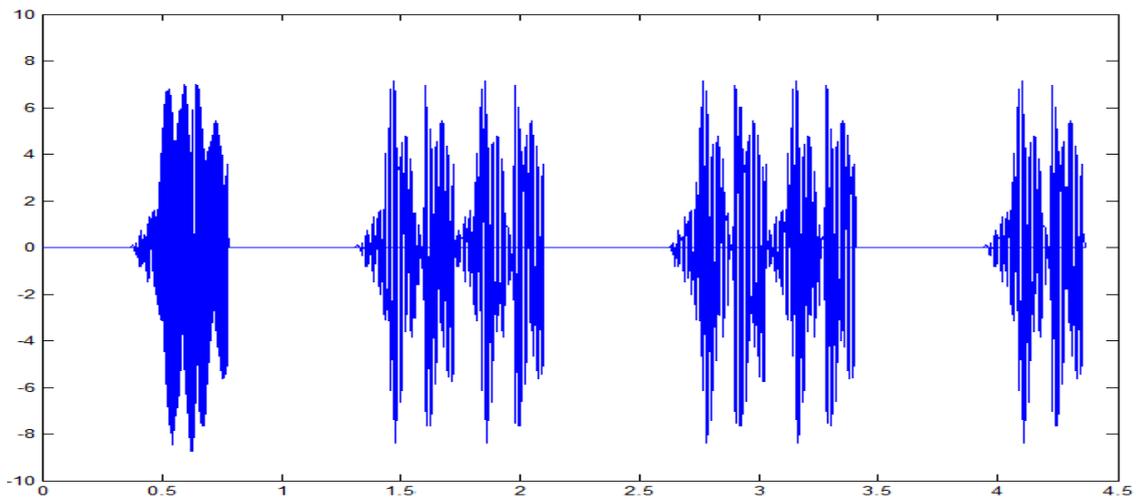


Figura 6. 48 Acelerograma iteración 2 en travesía Fuente: Elaboración propia

En esta iteración se observa que los picos son menores a los reales, además su morfología difiere notablemente respecto a la real. Es por ello que se decide eliminar esta calibración.

Iteración 6:

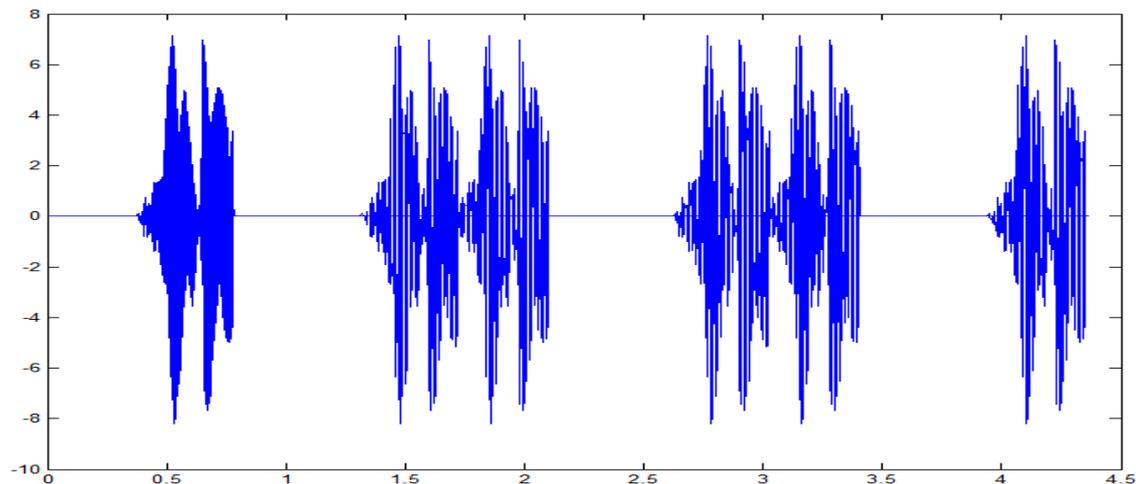


Figura 6. 49. Acelerograma iteración 6 en travesía Fuente: Elaboración propia

Al igual que pasa en el caso anterior los picos máximos y mínimos difieren de la realidad estos son del orden del 50% menor, tanto en picos positivos como en negativos. Siendo su morfología distinta de la real. Con todo esto se decide descartar este valor.

Iteración 10:

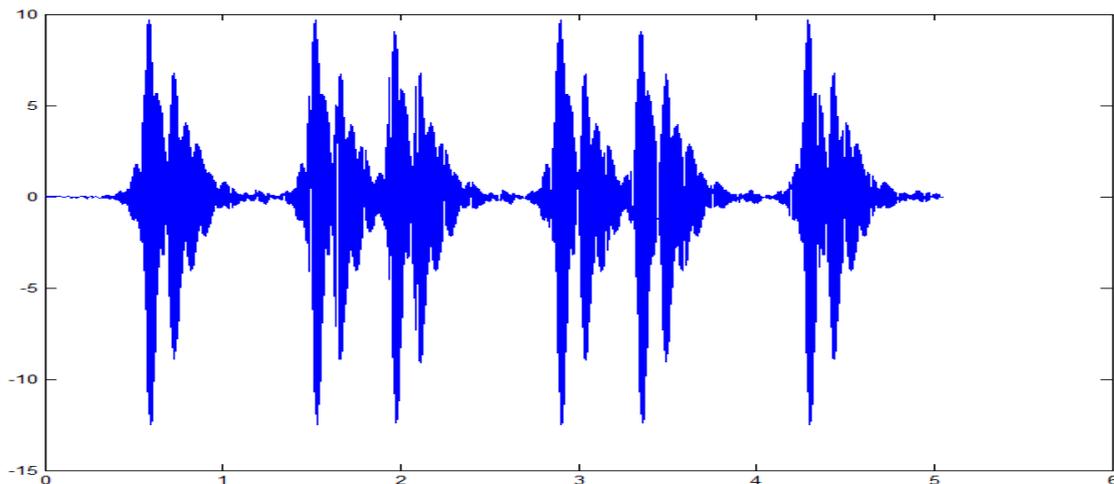


Figura 6. 50 Acelerograma iteración 10 en travesía Fuente: Elaboración propia

Como se observa, tanto su morfología como sus picos máximos y mínimos concuerdan con los datos reales.

Iteración 14:

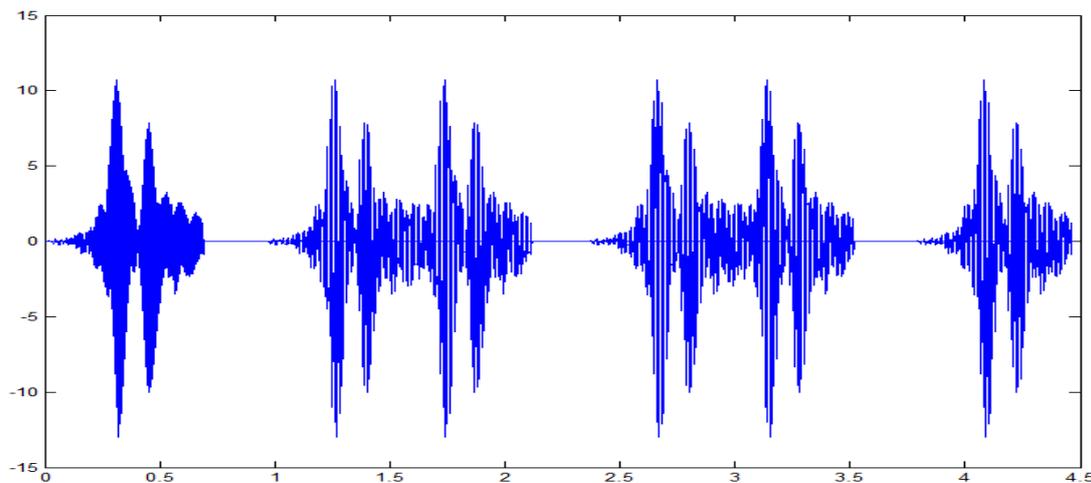


Figura 6. 51. Acelerograma iteración 14 en travesía Fuente: Elaboración propia

Sus picos concuerdan con los existentes en la realidad, pero su morfología difiere de los datos reales. Como se puede apreciar entre los dos picos provocados por el impacto de los dos ejes del bogie los resultados del modelo se aproximan a cero lo cual difiere de los datos reales observados. Por ello se decide descartar esta iteración y seleccionar por tanto la iteración 10 como resultado final de la calibración de los materiales.

Resultado final:

Con el fin de validar los datos obtenidos en la calibración, a continuación se muestra

una comparativa de los resultados obtenidos en la iteración 10 con las mediciones existentes en los tres puntos anteriormente citados.

En azul se va a mostrar los acelerogramas reales y en rojo los obtenidos en el proceso de cálculo.

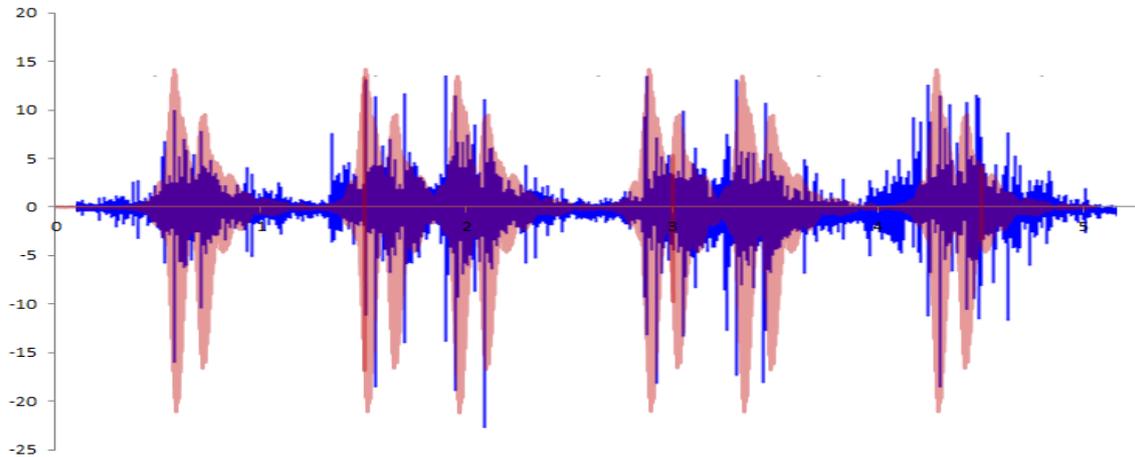


Figura 6. 52 Comparativa de los resultados obtenidos en el modelo y la realidad en el punto de medición del alma del carril. Fuente: Elaboración propia

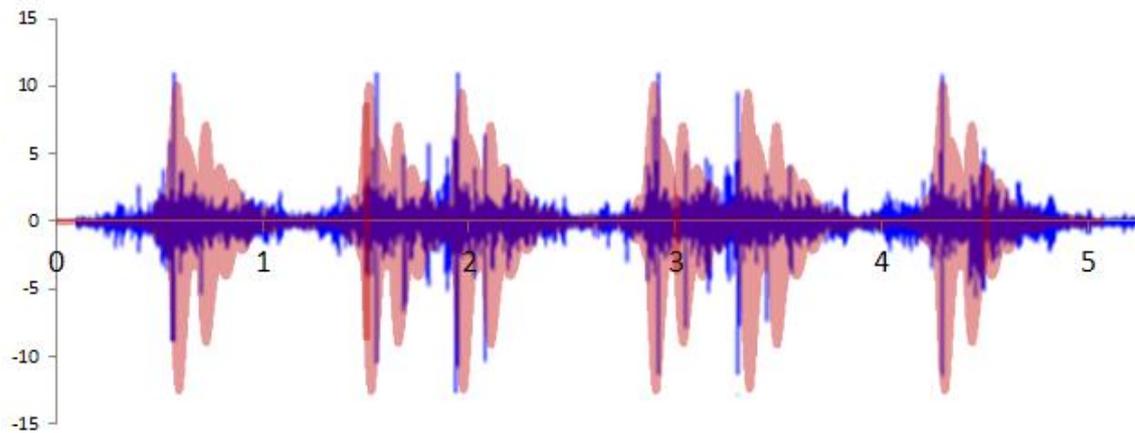


Figura 6. 53 Comparativa de los resultados obtenidos en el modelo y la realidad en la traviesa. Fuente: Elaboración propia

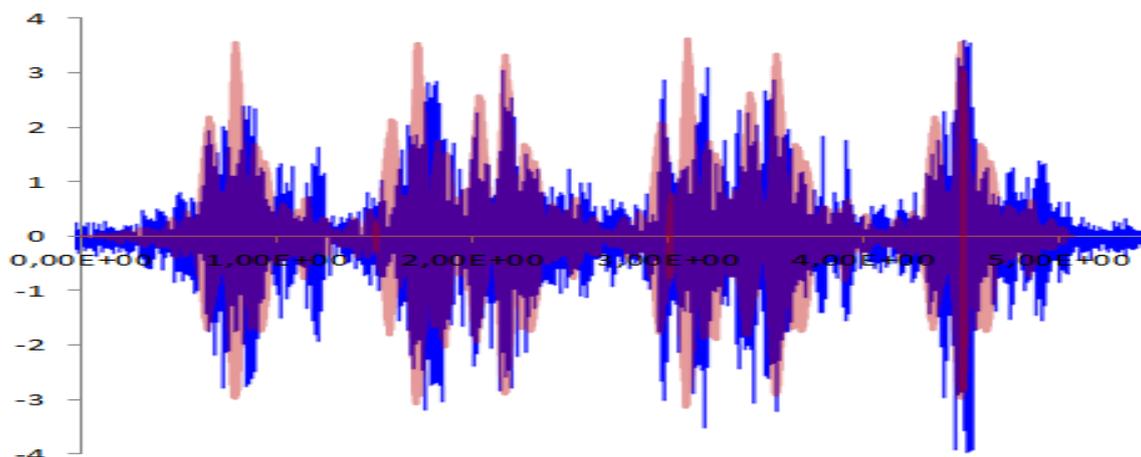


Figura 6. 54 Comparativa de los resultados obtenidos en el modelo y la realidad en el terraplén.
Fuente: Elaboración propia

Como se aprecia los resultados obtenidos en el modelo realizado se aproximan con bastante fidelidad a los recogidos en la campaña de mediciones, es por ello que se considera calibrado y validado el modelo realizado para las siguientes propiedades de los materiales:

Datos del carril UIC 45	
Módulo elasticidad	2.1E11
Coefficiente de Poisson	0.3
Densidad	7850

Tabla 6. 16 Datos del carril UIC 45

Datos de la placa de asiento:	
Módulo elasticidad	2.1E11
Coefficiente de Poisson	0.3
Densidad	7850

Tabla 6. 17 Datos de la placa de asiento

Datos de la traviesa de madera:	
Módulo elasticidad	1.31E9
Coefficiente de Poisson	0.3
Densidad	690

Tabla 6. 18 Datos de la traviesa de madera

Datos del balasto	
Módulo elasticidad	1.3E8
Coefficiente de Poisson	0.225
Densidad	1900

Tabla 6. 19 Datos del balasto

Datos del material del terraplén:	
Módulo elasticidad	1.7E7
Coefficiente de Poisson	0.3
Densidad	1890

Tabla 6. 20 Datos del material del terraplén

Una vez ha sido calibrado y validado el modelo se procederá a realizar un segundo proceso iterativo con el cual se extraerán las sobrecargas dinámicas actuantes en la junta procediendo después a su validación con los datos reales registrados en la campaña de mediciones.

6.3. Cálculo de la rigidez vertical.

Como ya se ha indicado anteriormente, se procederá a realizar un análisis estático del modelo anteriormente calculado cuya finalidad será conocer las rigideces verticales existentes en los distintos puntos de la vía. Dicha rigidez es necesaria para el correcto modelado de la vía mediante el programa VAMPIRE.

Existen diversos métodos para el cálculo de la rigidez vertical equivalente. El método más comúnmente utilizado consiste en la inversa de la suma de las inversas de las rigideces de cada elemento que compone el paquete de vía (k_i) por estar dispuestas en serie, como se puede observar en la siguiente expresión:

$$\frac{1}{k_{eq}} = \sum \frac{1}{k_{capas}} = \frac{1}{k_{contacto}} + \frac{1}{k_{carril}} + \frac{1}{k_{elastómero}} + \frac{1}{k_{hormigón}} + \frac{1}{k_{terreno}} \quad (\text{Ec. 6.14})$$

En el caso del presente estudio, se ha realizado un pequeño modelo numérico auxiliar mediante el programa ANSYS, con el que se calculará la deflexión generada por una carga determinada, obteniendo así la rigidez equivalente en cada punto de la brida mediante el uso de la siguiente expresión:

$$k_{eq} = \frac{Q_{aplicada}}{deflexión} \quad (\text{Ec. 6.15})$$

Puesto que los tiempos de cálculo no son excesivos se decide realizar dicho modelo con una longitud de 20.16 m

La rigidez vertical de la vía se va a calcular en un punto sin elementos puntuales como pueda ser la brida. El modelo empleado para su cálculo es el mismo que el utilizado para la calibración de los materiales pero realizando la simetría respecto su eje z con el fin de obtener la sección completa de la vía. Dicha geometría se puede observar en la siguiente imagen:

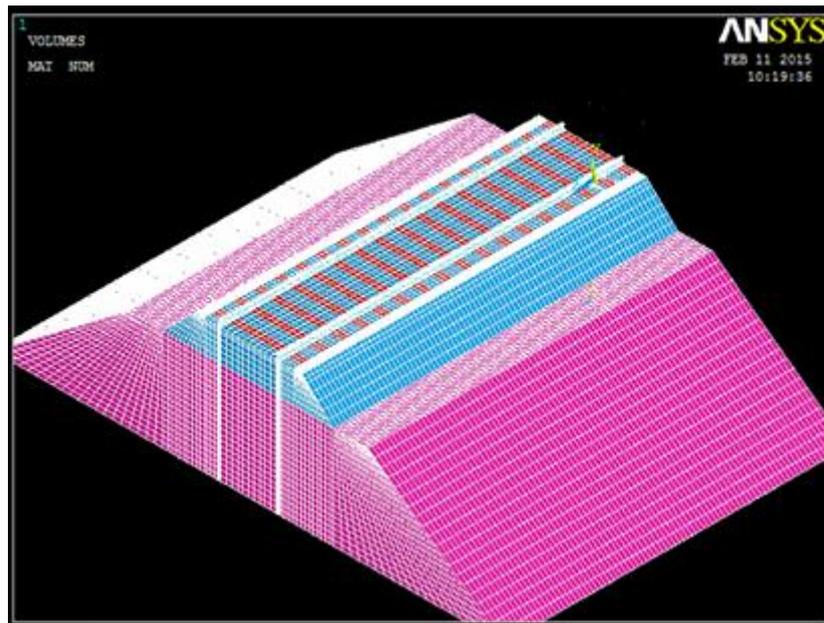


Figura 6. 55 Modelo completo sin brida en ANSYS. Fuente: Elaboración propia

Además, este modelo será sometido a un análisis estático con el fin de obtener las deflexiones provocadas por dos cargas puntuales (una por cada carril) actuando en la mitad del modelo. Puesto que todo el modelo es idéntico al empleado en el cálculo anterior, se va a omitir la descripción del mismo pasando a describir la aplicación de cargas actuantes.

Con el fin de calcular las rigideces verticales equivalentes en la vía se sitúan dos cargas cuasi-estáticas, una por carril, correspondientes a las cargas transmitidas por un eje del vehículo. Dichas cargas tienen un valor de 60kN por rueda.

Para obtener las rigideces se han realizado dos cálculos en el modelo, en el primero se sitúa la carga en el carril en la parte sostenida por la traviesa y el segundo en el carril en el punto intermedio entre dos traviesas consecutivas.

Los resultados para ambos puntos son los siguientes:

Localización	Deformación producida
Punto situado entre traviesas	-0.122462E-2 m
Punto situado en la traviesa	-0.122373E-2 m

Tabla 6. 21 Resultados deformación.

Una vez obtenida la deflexión, tanto en traviesa como entre traviesas, volviendo a la ecuación 6.15 se obtienen los siguientes resultados:

Rigidez equivalente sobre traviesa:

$$k_{eq \text{ en traviesa}} = \frac{Q_{aplicada}}{\text{deflexión}} = \frac{60000}{0.122462E - 2} = 4.9 * 10^4 \text{ KN/m}$$

Rigidez equivalente entre traviesas:

$$k_{eq \text{ entre traviesas}} = \frac{Q_{aplicada}}{\text{deflexión}} = \frac{60000}{0.122373E - 2} = 4.9 * 10^4 \text{ kN/m}$$

6.4. Cálculo de sobrecargas dinámicas en la junta.

Para el cálculo de las sobrecargas dinámicas producidas por el golpe de la rueda los extremos del carril existentes en la cala de la junta, se utiliza el programa VAMPIRE en el cual con las rigideces equivalentes en los distintos puntos de la vía y los datos del vehículo se consigue realizar un modelo de cálculo de estas sobrecargas.

6.3.1. Datos de la vía.

En el programa VAMPIRE es necesario introducir la sección del carril para el cálculo de las superficies de contacto. Puesto que la única parte necesaria del carril es la superficie de rodadura, se decide únicamente introducir esta con el fin de evitar errores del programa producidos al intentar introducir la sección completa. Debido a este condicionante, se decidió eliminar las coordenadas de todos aquellos puntos alejados de la superficie de contacto tal y como se muestra en la siguiente imagen, donde además se observa el contacto con las pestañas de las ruedas.

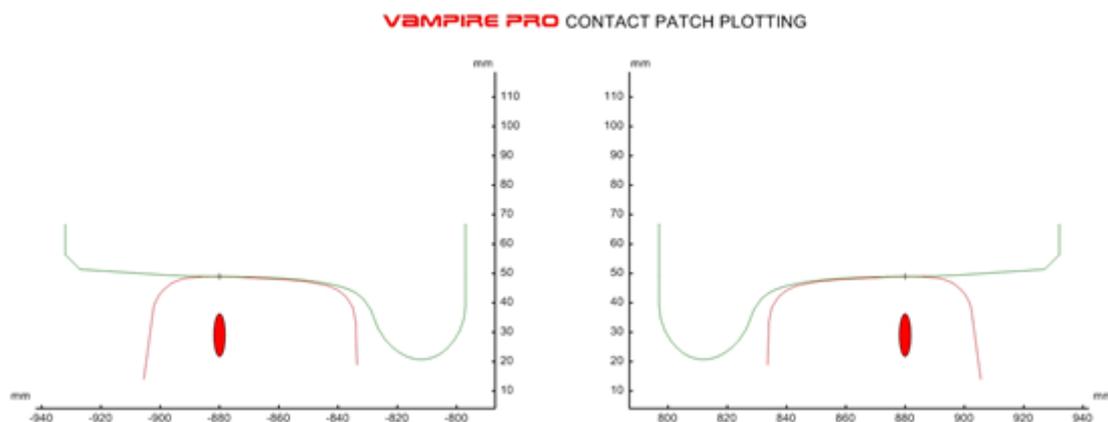


Figura 6. 56 Introducción de los carriles UIC-45 en VAMPIRE. Fuente: Elaboración propia.

Para la modelización de la vía en general se requiere de varios parámetros, el primero

son los carriles los cuales ya han sido definidos, además se requiere el ancho de vía, longitud de la misma y su rigidez. Para la longitud de la vía se ha seleccionado 200m con el fin de que los posibles transitorios que se pudieran producir en el arranque del vehículo, sean disipados. La rigidez de la vía será de $4,9 \cdot 10^4$ kN/m (dato obtenido en los cálculos anteriores).

Además en mitad de la vía (PK-100) se ha realizado una discontinuidad la cual simula la pérdida de contacto de la rueda con el carril, simulando esta la junta objeto de estudio. La junta se sitúa en el carril derecho puesto que en realidad las dos juntas no coinciden en un mismo punto kilométrico y por ello se opta por situarla en un solo carril. A continuación se muestra una imagen, la cual ha sido modificada con el fin de exagerar la discontinuidad generada y que se pueda apreciar a simple vista el efecto que se desea conseguir.

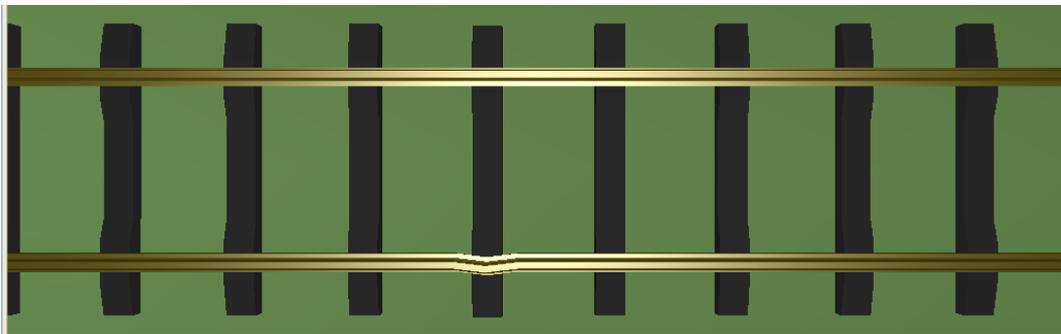


Figura 6. 57 Detalle modelización de la junta en VAMPIRE. Fuente: Elaboración propia

Al cambiar el ancho entre carriles en este punto se consigue que la rueda deje de tocar en el carril y por tanto que cuando esta vuelva a tocar en el mismo de un golpe. Con este procedimiento queda modelada la junta en la vía para el programa VAMPIRE.

6.4.2. Datos del vehículo

A la hora de modelizar un vehículo hay que tener en cuenta que no solo está compuesto por su masa y carga por eje, sino que también hay que considerar el tipo de modelo a utilizar con el fin de obtener una representación fiel del mismo. Dentro de los modelos unidireccionales existen tres tipos (los que consideran el vehículo como un sistema de masas concentradas donde los bogies y los ejes se representan como sólidos rígidos unidos por elementos visco-elásticos que corresponden a las suspensiones). Dichos modelos se enumeran a continuación en función de su dificultad, de mayor a menor.

a. Modelo de 3 masas

Coloquialmente este modelo es conocido a su vez como “modelo completo”, dicho modelo lo forman tres masas que representan: la caja del vehículo o masa suspendida, la estructura del bogie o masa semi-suspendida y el eje montado o masa no suspendida. Entre los ejes y la estructura del bogie se sitúa la

suspensión primaria del vehículo y entre la caja y la estructura del bogie la suspensión secundaria del vehículo. Dichas suspensiones están formadas por elementos visco-elásticos (conjunto de resorte y amortiguador) y son utilizados para representar la disipación de energía producida.

Con este tipo de modelo se obtendrá una representación más ajustada a la realidad puesto que en él se consideran todos los componentes del vehículo, pero su cálculo resulta más complejo.

Cabe citar que este tipo de planteamiento fue abordado por primera vez por Newton y Clark en 1979 en el estudio de las fuerzas de impacto debidas a planos de ruedas y al desgaste ondulatorio, estudiando patologías del carril y del vehículo en conjunto.

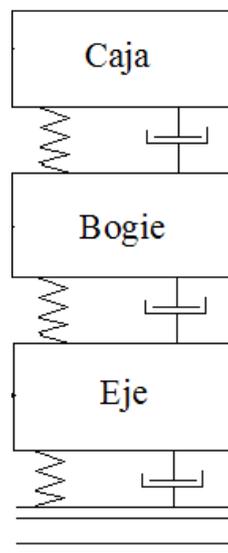


Figura 6. 58 Modelo de 3 masas. Fuente: Alberto Galisteo.

b. Modelo de 2 masas

Hay que destacar que cuanto más completo es un modelo matemático su representatividad de la realidad aumenta, pero también es cierto que dependiendo del problema a estudiar existen simplificaciones que reducen sustancialmente los cálculos con errores mínimos. En este sentido, la mayoría de autores han certificado la escasa influencia de la caja del vehículo (excepto el peso que debe soportar la vía) en la repuesta dinámica de la interacción vía-vehículo en el rango de media frecuencia. Por lo tanto, en general suele admitirse como válida la simplificación de modelar la caja del vehículo como una fuerza estática equivalente a su peso.

Con ello, es considerada la masa no suspendida y por otro lado la masa suspendida, las cuales conjuntamente representarían la estructura del bogie y de

la caja, estando separadas ambas por una única suspensión.

Dicho planteamiento fue utilizado por primera vez por Huang y Shah en 1984, cuando estudiaban ciertos defectos en las ruedas mediante un planteamiento estático y dinámico del problema tratado.

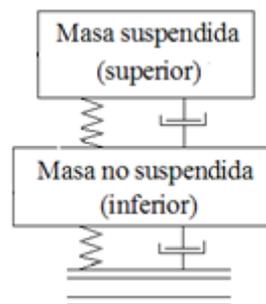


Figura 6. 59 Modelo de 2 masas. Fuente: Alberto Galisteo.

c. Modelo de 1 masa

Este tipo de modelo consigue simplificar al máximo el problema tratado, para ello se considera únicamente la masa no suspendida, no teniendo en cuenta ningún efecto inercial de las masas de los elementos que componen el vehículo, ya que, solo esta masa interactúa con la vía, tal y como demostró Prud'Homme hace 40 años.

Viendo el escaso margen de error cometido en la aplicación del modelo de dos masas, se decide la utilización de este para la realización de los cálculos de la sobrecarga dinámica, quedando el vehículo modelizado de la siguiente manera:

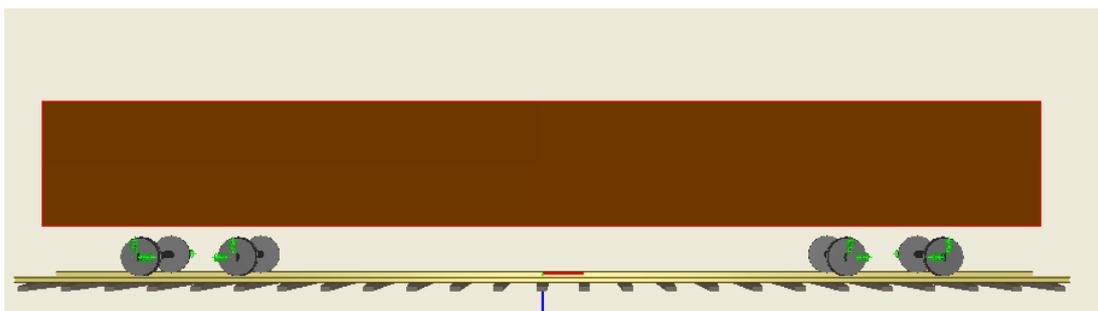


Figura 6. 60 Modelo de 2 masas empleado en VAMPIRE. Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, se considerará como masas suspendidas a la suma del peso de la caja más el bogie, mientras que las no suspendidas se corresponderán con el peso de los ejes y ruedas.

6.4.3. Rigidez de la amortiguación y coeficiente “c” de amortiguamiento

Dada la inexistencia de información de estos parámetros en los catálogos de fabricación del tren, se han seleccionado unos datos de un vehículo estándar con características similares al de la serie 592.

Al adoptarse un modelo de dos masas para el cálculo, únicamente es necesario obtener datos de la suspensión primaria, no siendo necesarios los datos de la suspensión secundaria.

Luego para el tren de la serie 592 se supone que la constante de rigidez vertical de amortiguación es de 1.2 kN/mm por cada amortiguador, y dado que cada eje dispone de dos amortiguadores, se establece un valor de 2.4 kN/mm por eje.

Por otro lado, el coeficiente de amortiguamiento de la suspensión primaria “c” establece la relación entre fuerza ejercida y velocidad de circulación según la siguiente relación:

$$F = -c \frac{du}{dt} \quad (\text{Ec. 6.16})$$

Donde el coeficiente de amortiguación “c” se puede aproximar a la pendiente de una recta, que para el caso del vehículo estudiado se aproxima a los siguientes valores:

$$c = -\frac{\Delta F}{\Delta v} = -\frac{F_2 - F_1}{v_2 - v_1} = -\frac{-6000}{-0.2} = 30000 \text{ N/m} \cdot \text{s}^{-1} \quad (\text{Ec. 6.17})$$

6.4.4. Resultados obtenidos

En este punto se exponen los resultados obtenidos en el programa VAMPIRE para el cálculo de las sobrecargas dinámicas en la junta.

Para el cálculo se han empleado los siguientes parámetros:

Velocidad tren	17.69 m/s
Altura de la caja	2.758 m
Altura del suelo a la caja	1.207 m
Distancia entre bogies	14.4 m
Peso por eje	12 t
Anchura de la caja	2.86 m
Empate	2.3 m
Rigidez vertical de amortiguación (por eje)	2.4 kN/mm
Coeficiente de amortiguación “c”	30000 N/m · s ⁻¹
Rigidez de la vía	4,9·10 ⁴ kN/m
Ancho de la vía	1.668 m
Cala de la junta	0.007 m
Ubicación de la junta	100 m

Tabla 6. 22 Datos introducidos en VAMPIRE.

Obteniendo el siguiente resultado:

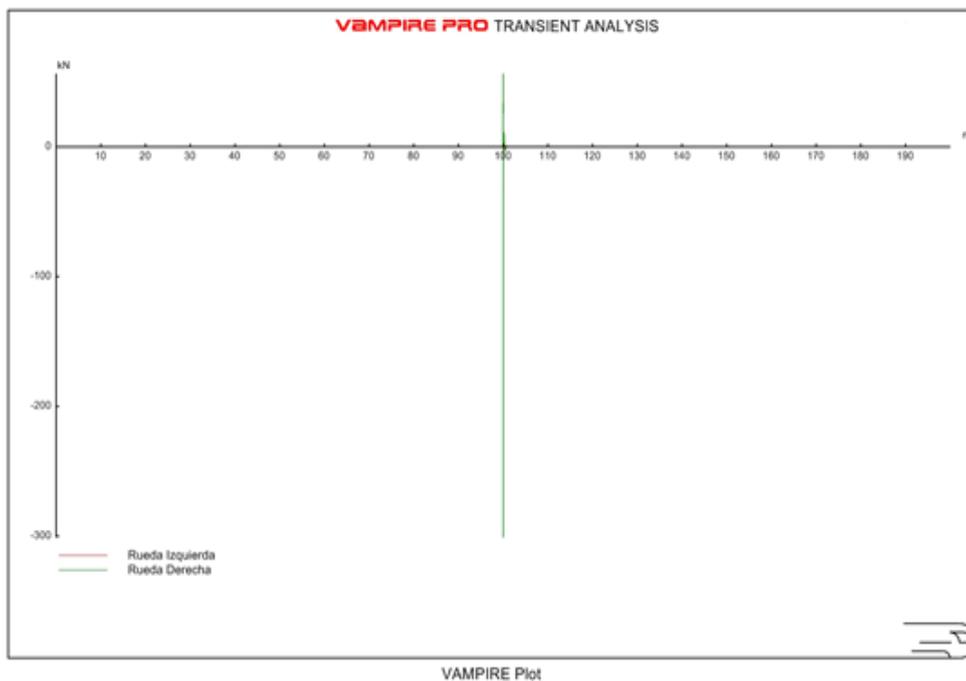


Figura 6. 61 Resultado de sobrecarga dinámica producida en la junta

En esta gráfica se aprecia que en el momento el vehículo pasa por la junta, se produce un golpe de 301 kN lo cual resulta ser de 5 veces la carga por rueda. Estos datos son similares a los obtenidos por autores como Zefeng Wen, Weihua Zhang.

6.5. Modelización de la junta

Una vez obtenidos los datos del terreno y la sobrecarga actuante se procede a incluir el elemento de la junta en el modelo de ANSYS, con ello se obtendrán resultados de aceleraciones tanto en carril como en traviesa, que serán comparados con los obtenidos en la realidad, con el fin de tener calibrado y validado el modelo empleado. En el apartado siguiente se muestra la modelización de la brida y de la junta.

6.5.1. Modelización de la brida

En puntos anteriores se han citado las características de la brida, siendo las más importantes, las que a continuación se detallan:

Módulo de Young	2,1*10 ¹¹ Pa
Coefficiente de Poisson	0,3
Densidad	7850 kg/m ³

Tabla 6. 23 Datos de la brida

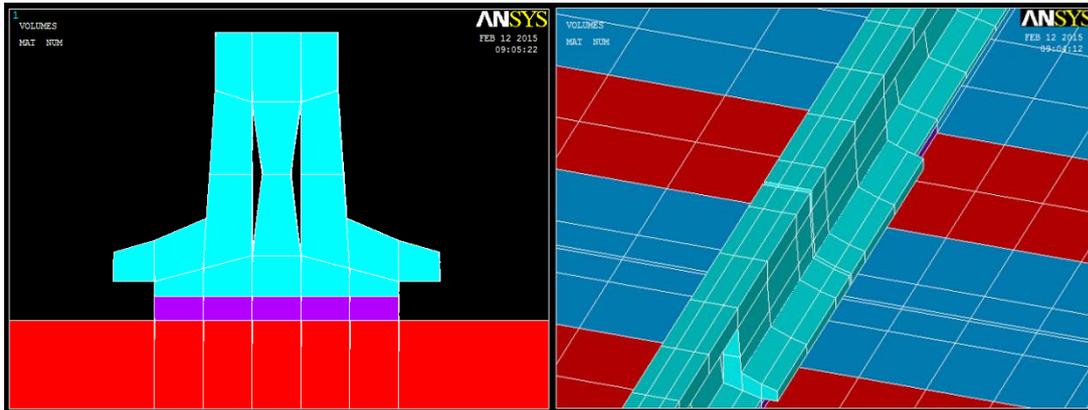


Figura 6. 62 Modelo con la brida introducido en ANSYS. Fuente: Elaboración propia

La brida está sujeta al carril mediante cuatro tornillos, con el fin de simplificar su modelización, cada tornillo ha sido sustituido por dos fuerzas actuantes en sentidos contrarios y ubicadas una en cada brida (en su cara exterior).

Estas fuerzas aplicadas equivalen a las generadas por el apriete de los tornillos. En principio el par de apriete de las sujeciones oscila entre 180-220 N m, para calcular la fuerza de apriete del tornillo, será utilizada la fórmula enunciada por Zefeng Wen, et al. en su artículo “Contact-impact stress analysis of rail joint region using the dynamic finite element method”.

$$P_b = \frac{T}{KD} \quad (\text{Ec. 6.18})$$

Donde:

- P_b : es la fuerza de apriete del perno
- T : es el par de apriete
- K : es un coeficiente del momento de torsión del perno cuyo valor se sitúa entre (0.19-0.25)
- D : es el diámetro del perno

El par de apriete seleccionado es de 200 N m el coeficiente del momento de torsión será 0,20 y el diámetro 26 mm. Así pues:

$$P_b = \frac{200}{0.2 \cdot 26E^{-3}} = 38,461 \text{ kN}$$

Una vez obtenida esta fuerza, se sitúa en los nodos donde van los tornillos siendo estos un total de 4, así pues la fuerza a aplicar en los nodos será de 38,461kN siendo de aplicación esta, en 8 puntos 4 por brida. Al situar dos cargas con signo cambiado en nodos simétricos se consigue simular la compresión de la brida sobre el carril.

6.5.2. Longitud del modelo

Como se ha visto en casos anteriores, para la correcta modelización de la vía estudiada, es necesario un modelo de 4.19 m, con el fin de estar en el lado de la seguridad se decide escoger unas dimensiones de 20.16 m con las que se obtendrá una representación fiel de la realidad.

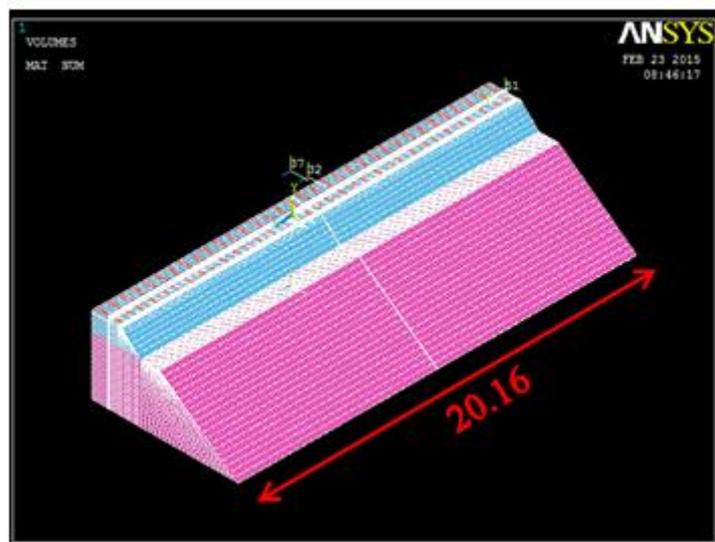


Figura 6. 63 Detalle del modelo de ANSYS acotado. Fuente: Elaboración propia

6.5.3. Aplicación de cargas

La aplicación de cargas se realiza de la misma forma que se realizó para el modelo sin brida, la única diferencia es que en esta ocasión en el nodo situado después de la cala, se aplica además la sobrecarga de 300 kN.

Además como se ha citado en el punto “6.5.1. Modelización de la brida” se sitúan 8 cargas en parejas con signos opuestos, con el fin de simular el apriete de los pernos. La

disposición de estas cargas puede contemplarse en la siguiente imagen:

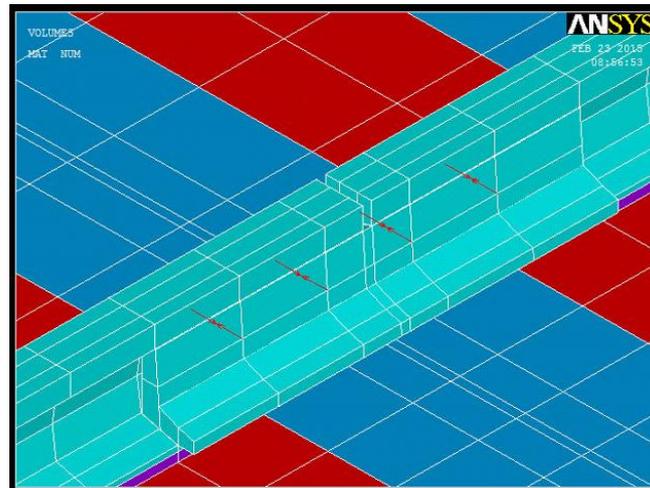


Figura 6. 64 Detalle de aplicación de cargas simulando los pernos. Fuente: Elaboración propia

6.5.4. Análisis de resultados

Los datos que a continuación se muestran son los correspondientes a la junta durante el paso de la circulación 3 del 4º día de mediciones coincidiendo esta con el punto de control. Dicha coincidencia no es fortuita y es debida a que de todos los acelerogramas registrados en la campaña, en este, los resultados son homogéneos y dan un orden de magnitud semejantes a los de otras circulaciones que han sido descartadas por falta de homogeneidad y en algunos casos fallos en los equipos o mediciones mal registradas.

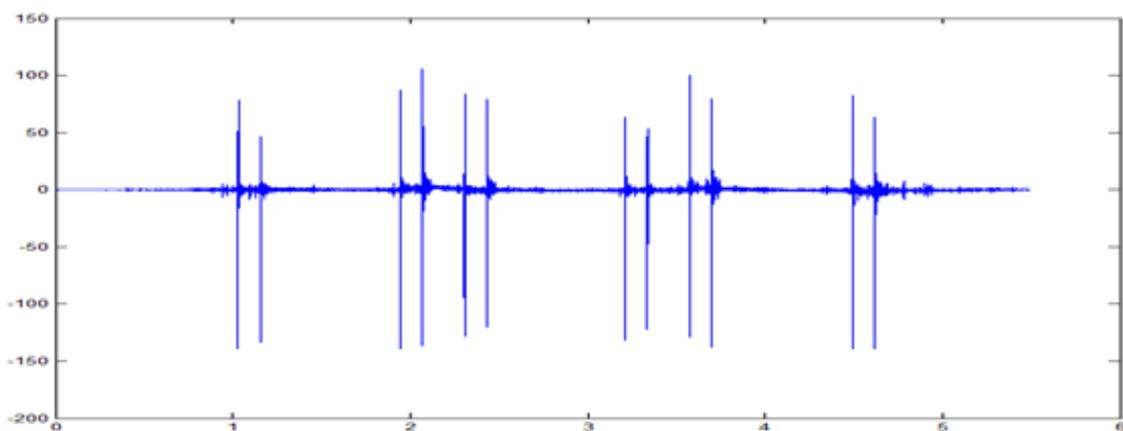


Figura 6. 65 Acelerograma producto de la medición en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar la junta genera unas aceleraciones de gran magnitud. Estas aceleraciones se sitúan aproximadamente entre (-125, 110)g.

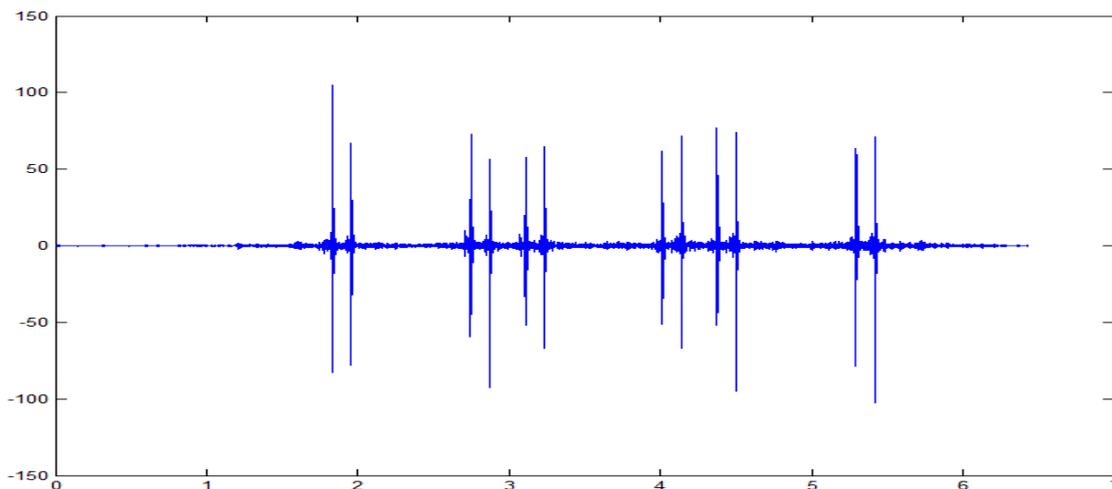


Figura 6.66 Acelerograma producto de la medición en la traviesa. Fuente: Elaboración propia

Para el caso de la traviesa las aceleraciones varían entre los (-100 y 70) g.

Para obtener resultados hay que tener en cuenta los puntos donde se han registrado dichas aceleraciones en la campaña de mediciones. Estos puntos son como ya se ha citado anteriormente, la primera traviesa situada tras la brida y el alma del carril justo donde termina la brida. En el modelo realizado estos deberán ser los puntos donde se verifiquen las aceleraciones.

Una vez obtenidos los resultados, estos se muestran a continuación:

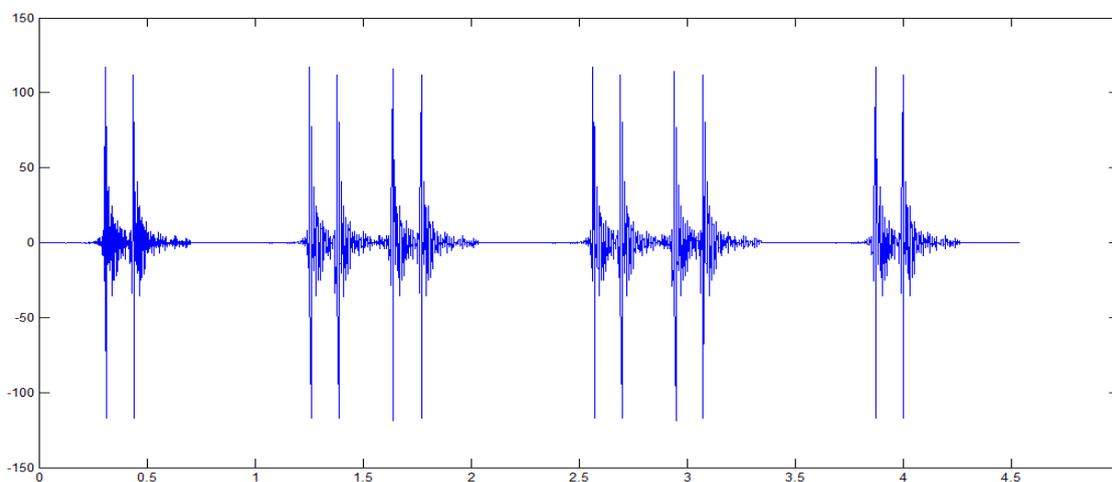
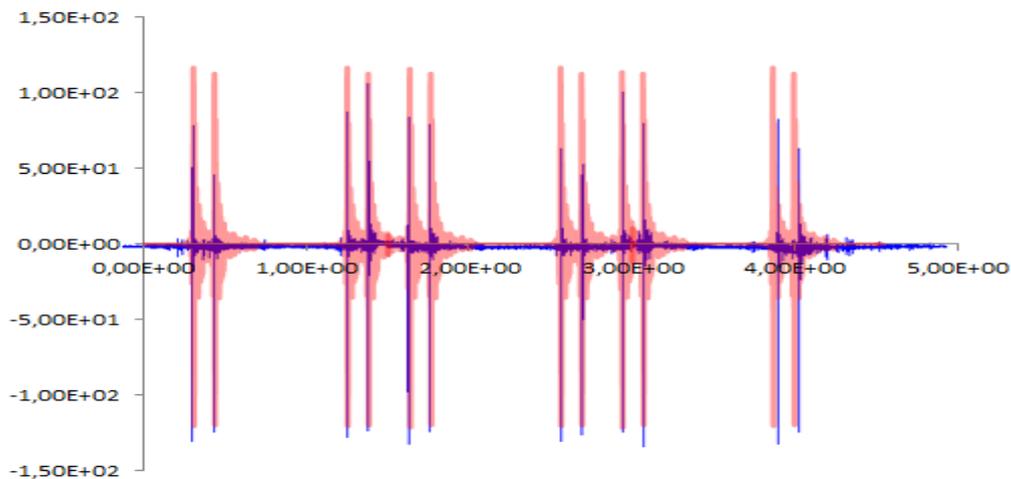


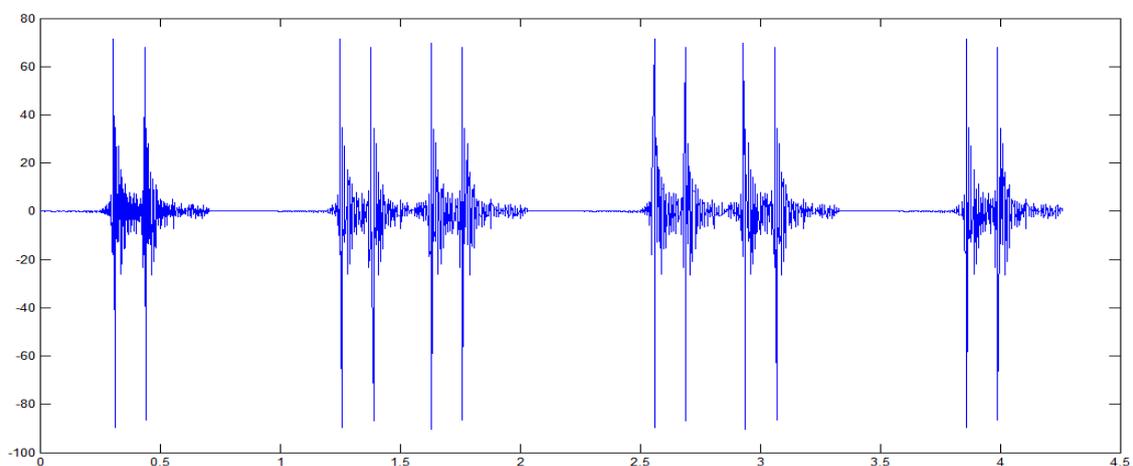
Figura 6.67 Acelerograma extraído de ANSYS punto situado en el alma del carril.
Fuente: Elaboración propia

El resultado obtenido en ANSYS para el carril se sitúa entre los siguientes valores (112,-117)g. siendo estos muy similares a los registrados en la realidad. Es por ello que a continuación se procede a su comparación en la siguiente imagen:



*Figura 6. 68 Acelerograma extraído de ANSYS punto situado en el alma del carril.
Fuente: Elaboración propia*

En color rojo se pueden apreciar los resultados obtenidos mediante el modelado de la vía con el programa ANSYS y en azul oscuro los resultados reales recogidos en la campaña de mediciones. Como se puede apreciar, los resultados se aproximan bastante a los registrados en la realidad, pero se necesita al menos de otro punto para ser validados, es por ello que a continuación se exponen los resultados obtenidos del modelo en el punto de la traviesa:



*Figura 6. 69 Acelerograma extraído de ANSYS punto situado en el alma del carril.
Fuente: Elaboración propia*

Si se observa el resultado obtenido en ANSYS para la traviesa, los resultados se sitúan entre los siguientes valores (69,-93)g. siendo estos muy similares a los registrados en la realidad. Al igual que en el caso anterior, a continuación se comparan ambas, la real y la obtenida por medio de los cálculos:

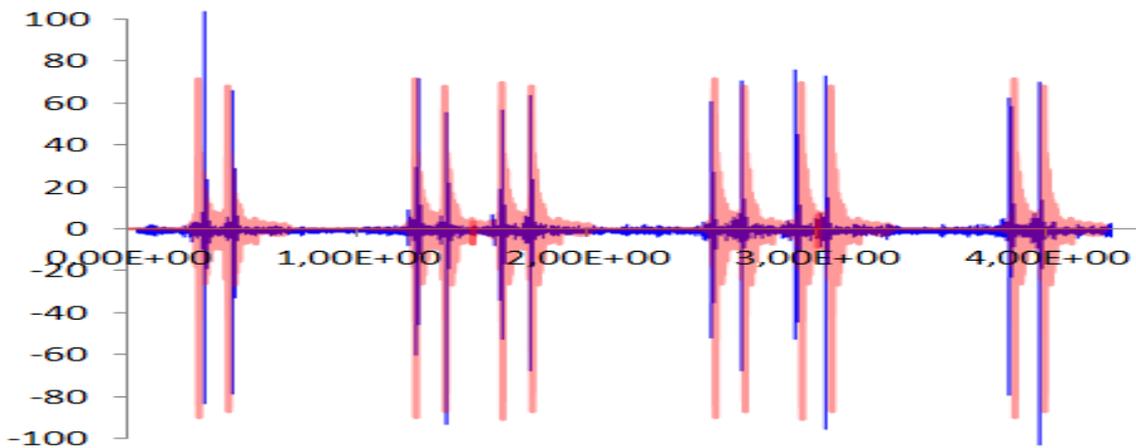


Figura 6. 70 Acelerograma extraído de ANSYS punto situado la traviesa.

Fuente: Elaboración propia

Como conclusión, se puede decir que el modelo está calibrado y validado, por lo que se puede afirmar que representa la realidad existente en la vía. De este modelo se extrae la sobrecarga dinámica que soporta la superestructura y la infraestructura. Dicha sobrecarga es de 300 kN, la cual es cinco veces mayor a la carga por rueda. En el capítulo siguiente se procederá a citar diversas estrategias para la mitigación de vibraciones.



Capítulo 7

Mitigación de vibraciones

Pese a que los condicionantes económicos de diseño de nuevas infraestructuras es un tema muy estudiado y con abundante información, debemos ser conscientes que cada proyecto constructivo tiene unos requerimientos particulares, y que por tanto no se puede afirmar qué estrategia o qué tipología resulta más o menos adecuada desde el punto de vista económico de manera generalizada.

Es por ello que el presente capítulo tiene por objetivo presentar las medidas de mitigación más empleadas de cara a la reducción de vibraciones, siempre desde el punto de vista teórico, sirviendo como base para entender las posibles medidas a adoptar en caso de prever o requerir una reducción en el nivel de vibraciones.

Además, para dar por concluida la redacción del presente Trabajo Final de Máster, se exponen los resultados de la adopción de una de estas medidas.

7.1 Las vibraciones

La reducción de las vibraciones ferroviarias ha sido y es objeto de numerosos estudios en los últimos tiempos, debido a su gran influencia en el entorno y en la propia infraestructura sobre la que se producen, pudiendo ocasionar molestias, degradación de estructuras situadas en su entorno y degradación de la propia estructura.

Para atajar dicha problemática debemos valorar diversas líneas de actuación. Es posible reducir la vibración actuando sobre la propia fuente, sobre el medio de propagación o aislando el receptor. A las medidas que actúan sobre la fuente emisora se les conoce como “medidas primarias”. Estas medidas son las correspondientes a las actuaciones en la propia superestructura o en el vehículo, conociéndose al resto como “medidas secundarias” (actuando estas fuera del paquete de vía).

Para solucionar este problema hay que centrarse en la fase de generación de las mismas, puesto que incidiendo en su mitigación se estará actuando en la raíz del problema. Dicho esto, también hay que tener en cuenta que en muchos de los casos resulta inviable la aplicación de estas medidas una vez la infraestructura ha sido puesta en marcha debido al alto impacto que conllevan. Es por todo ello que se hace fundamental disponer de los conocimientos suficientes con el fin de buscar las soluciones óptimas que den mejores resultados desde el punto de vista coste-beneficio.

7.1.1. Medidas primarias

Las medidas primarias son aquellas destinadas a reducir las vibraciones en la propia fuente que las genera, entendiendo como fuente tanto al propio vehículo como a la superestructura y para las cuales se pueden seguir varias líneas de actuación:

a. Incremento en la elasticidad de la superestructura ferroviaria

El incremento de dicha elasticidad se basa en la correcta selección de los elementos que han de conformar el paquete de vía. Estos elementos son el tipo de traviesa, las propiedades mecánicas del elastómero, etc. Incrementando la flexibilidad de estos elementos, se consigue incrementar la capacidad de amortiguación de vibraciones y por tanto se disminuirán la transmisión al entorno.

Para ello se puede optar por utilizar elementos de fijación de alta resiliencia del carril con su soporte y precargados con muelles especialmente diseñados con una carga del 80% de la estática de proyecto, de forma que cuando el tren circula sobre ellos, estos se descargan absorbiendo parte de las vibraciones generadas. Estos elementos son especialmente eficaces en el rango de frecuencias comprendido entre 30-100 Hz.

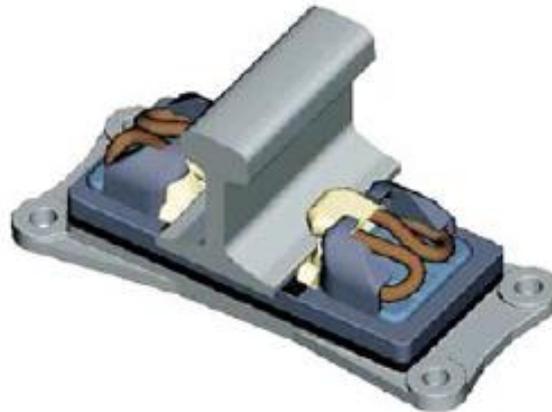


Figura 7. 1 Sistemas de sujeción precargados.

Fuente: Rail traffic noise and vibration mitigation measures in urban areas. Stjepan Lacusic.

Además del método anterior, existen mecanismos de apoyo discreto o continuo de la traviesa o del carril sobre una losa, lo cual evita el contacto directo con el hormigón en caso de tener vía en placa. Su funcionamiento sencillo y conocido consiste en deflectar verticalmente en el paso del tren atenuando las vibraciones.

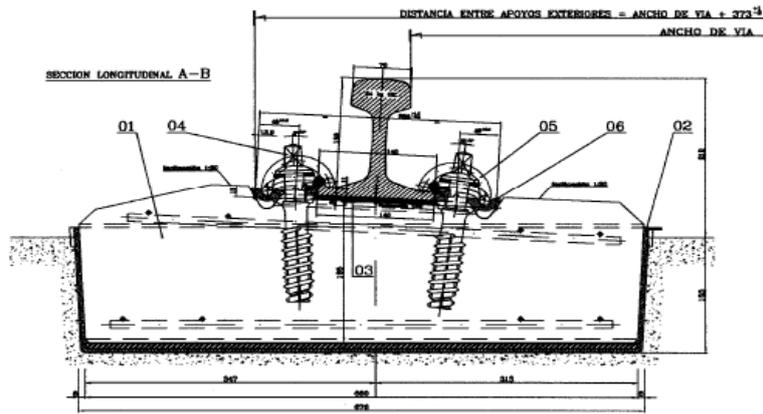


Figura 7.2 Bloque TRANOSA como el empleado en las secciones de vía verde de Alicante.
Fuente: “La implementación de la vía en placa en líneas con balasto en explotación comercial”

Una vez puesta en servicio la infraestructura su incorrecto funcionamiento puede traer consecuencias económicas importantes, además de afectar a la calidad del servicio. Un ejemplo se puede encontrar en las siguientes imágenes que muestran una operación de inyección correctiva de material elastomérico entre el carril y la placa de asiento, la cual fue llevada a cabo posteriormente a la puesta en servicio de una infraestructura en Zagreb.



Figura 7.3 Adición de material elastomérico en la superficie de contacto carril-hormigón.
Fuente: Rail traffic noise and vibration mitigation measures in urban areas. Stjepan Lacusic.

b. Eliminación de las discontinuidades en el carril y mantenimiento regular de las superficies de contacto rueda-carril.

Este punto va referido a la eliminación de las discontinuidades en el carril producidas ya sea por una deficiente geometría de la vía como por imperfecciones en rueda o carril que alteran la superficie de contacto entre ellas. Tal y como se ha dicho en el presente trabajo final de máster, el contacto rueda-carril es una fuente generadora de vibraciones, las cuales se ven incrementadas al empeorar el estado de conservación de la infraestructura y del vehículo. En el capítulo 2 ya se ha realizado especial hincapié en este tema, por este motivo no se va a incidir más en la necesidad de mantenimiento de la infraestructura.

Como ya se ha dicho anteriormente una forma de reducir las vibraciones es actuando sobre el propio vehículo. Para conseguir esta reducción, habrá que realizar una correcta elección del tipo de rueda, tipo de freno a emplear o las características del amortiguador, realizando una buena selección de los componentes del material rodante se conseguirá reducir las vibraciones en la fase de generación.

c. Reducción de la velocidad de circulación del vehículo.

Como última medida a adoptar, cabría plantearse la posibilidad de reducir la velocidad de circulación del tren. Aplicar esta medida supone la más económica a corto plazo pero provocaría una pérdida del nivel de servicio de la línea con la consecuente incomodidad para el usuario. Esta medida es la última opción que debería tenerse en cuenta y solamente debería ser adoptada en caso de la imposibilidad de tomar cualquier otra.

7.1.2. Medidas secundarias

Las medidas secundarias son aquellas que se llevan a cabo lejos del contacto rueda-carril. Dentro de las medidas secundarias hay que diferenciar dos grupos siendo estos las zanjas y la actuación sobre la construcción de la propia plataforma.

La primera medida que se podría tomar sería dejar la infraestructura tal como está y alejar el receptor de ella. Esta medida suele ser complicada puesto que el coste de la medida de mitigación comparado con el coste del terreno en especial en terrenos urbanos suele ser menor.

Recientes investigaciones en la Unidad de Ferrocarriles del Departamento de Ingeniería e Infraestructuras de los Transportes de la Universidad Politécnica de Valencia han demostrado que una medida tan sencilla como la ejecución de zanjas entre la vía y el receptor resulta una medida de mitigación muy eficiente de la señal vibratoria. La teoría se basa en la refracción sufrida por la onda al pasar entre materiales con distinta rigidez.



Figura 7. 4 Ejecución de zanjas en la ciudad de Jerez. Fuente: Moncho López

Existen multitud de maneras de ejecutar dichas zanjas y de variables a tener en cuenta como puedan ser su geometría o su material de relleno. Respecto a la geometría, tanto su ancho como profundidad son factores que afectan por igual a su efectividad, así pues, a mayor ancho y mayor profundidad, mayor efectividad. Por otro lado, el material de relleno afectará en la mayor refracción de las ondas por el terreno, siendo más adecuados los materiales cuanto mayor sea su índice de refracción.

La expresión que relaciona el índice de refracción con las características del material es la siguiente:

$$C_{ij} = \frac{2\rho_i\beta_i\cos(v_i)}{\rho_i\beta_i\cos(v_i)+\rho_j\beta_j\cos(v_j)} \quad (\text{Ec. 7.1})$$

Donde ρ es la densidad de cada material que compone el sistema, β es la velocidad de las ondas Raileigh y v es el ángulo de incidencia o salida de la onda en la zanja. Igualmente, el subíndice i se corresponde con las características del terreno, mientras que el j se corresponde con las características del material de la zanja.

Hay que recalcar que no siempre resulta necesario rellenar la zanja de material. Un caso en el que no sería necesario rellenar la zanja es si el terreno es suficientemente competente, así pues cuando las ondas llegan a la interfaz terreno-aire estas tienen que cambiar su dirección para continuar su propagación, aumentando el efecto disipador de estas puesto que además se produce un efecto de reflexión debido al cambio en la dirección de propagación y el efecto de la disipación generado por el aumento de la distancia recorrida por las mismas para poder pasar la zanja.

El segundo punto de estudio dentro de las medidas secundarias pasaría por actuar en la construcción de la propia vía. Para ello deberíamos proyectar su ejecución con carril continuo soldado y utilizar elementos como los aparatos de corazón móvil que actúen sobre la generación de vibraciones, ya que las juntas de aislamiento, irregularidades, los aparatos de cambio de vías, etc. son frecuentemente los causantes de altos niveles de ruido y de vibraciones en el rango alto de frecuencias (100Hz-200Hz).

Uno de los ejemplos más utilizados dentro de este segundo bloque sería la colocación de mantas elastoméricas. Esta técnica, frecuentemente empleada en las ciudades, consiste en la ejecución de una pantalla de material elastomérico en el plano perpendicular a la vía. Estas mantas actúan como barreras en la propagación de las ondas, consiguiendo muy buenos resultados en la atenuación de las vibraciones transmitidas.

7.2. Alternativa adoptada

Como se ha podido observar en puntos anteriores la junta es un foco de generación de sobrecargas y vibraciones, es por ello que para evitar estos incrementos, deberían ser eliminadas de la vía mediante la unión de los carriles empleando la soldadura aluminotérmica.

Con esta medida se conseguiría reducir de valores situados entorno a (-125, 110)g, a valores de (-19,14)g (en alma del carril) siendo estos valores del orden de 6 veces menores. Además como mejora complementaria con el modelo existente se estudia el cambio de las traviesas de madera y sus placas de asiento por traviesas de hormigón y placas de elastómero.

Cabe destacar la gran importancia de las placas de asiento en la transmisión de cargas del carril a las traviesas, influyendo por tanto de manera determinante en el fenómeno vibratorio. Las placas rígidas como las existentes en la vía estudiada no son de ayuda en el proceso de atenuación de vibraciones, es por ello que la opción planteada es la utilización de placas de asiento más flexibles que favorezcan un mayor grado de atenuación de dichas vibraciones en su transmisión a la traviesa. Además para placas de asiento elastoméricas, las vibraciones se atenúan mejor en la vía ya que las traviesas se encuentran más aisladas del fenómeno vibratorio, pero esto produce que la vibración se prolongue en el eje de la vía. Para el caso de las placas de asiento rígidas, las traviesas absorben esta vibración pero se atenúa más rápidamente en el eje longitudinal de la vía. El efecto que produce una placa de asiento flexible es el desacople de los movimientos del carril con respecto a los de la traviesa, y con ello el de las vibraciones. Estos aspectos se describen en la siguiente ilustración.

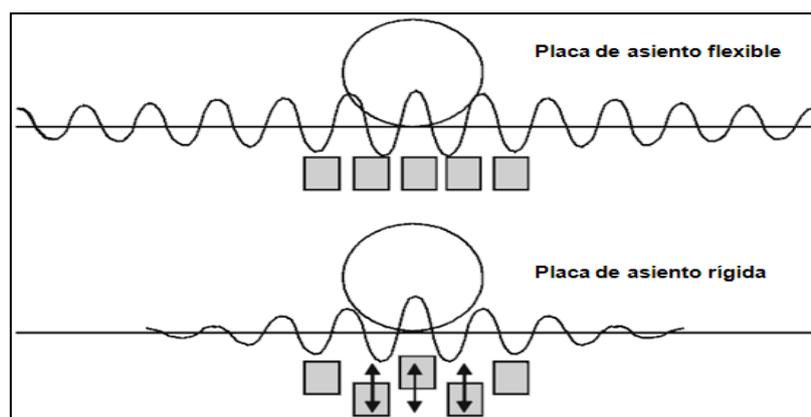


Figura 7. 5 Efecto de la rigidez de la placa de asiento en relación con el acoplamiento del movimiento del carril y las traviesas y el amortiguamiento de las ondas propagadas por el carril.

Fuente: D. Thompson (2009).

Al comparar una vía con traviesas de hormigón y placas de asiento flexibles, con una de traviesas de madera con placas de asiento rígidas, también se observan grandes diferencias. En vías con traviesas de hormigón y placas de asiento elastoméricas, estos actuaran como elementos absorbentes dinámicos, en cambio cuando se tiene vías con traviesas de madera y placas de asiento rígidas, su efecto absorbente será menor en parte debido también al menor peso del conjunto.

Dicho esto, en el presente apartado se van a realizar los cambios en la tipología de la vía, realizando el cambio de las traviesas de madera y sus placas de acero por traviesas de hormigón y placas elastoméricas. El modelo de traviesa se muestra en la Figura 7.6.

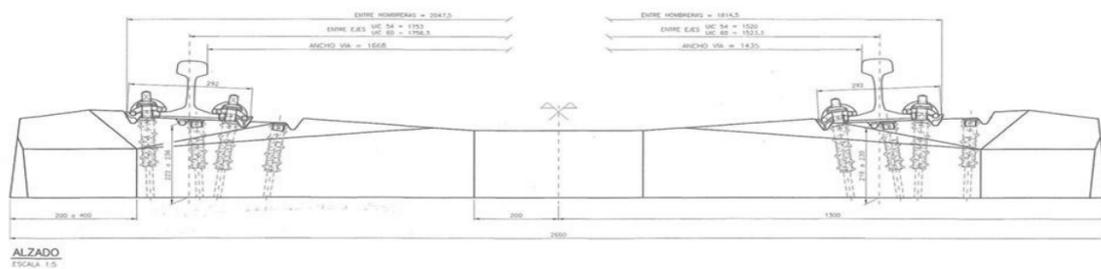


Figura 7. 6 Nueva traviesa de hormigón y placa de asiento flexible.

Fuente: ANTRASA SA

Para simplificar su geometría, esta nueva traviesa se va a asemejar a un prisma de hormigón cuya altura será la altura media de la traviesa y la cual poseerá las siguientes dimensiones y propiedades:

Ancho (m)	0.24
Largo (m)	2.44
Alto (m)	0.15
E (Pa)	$5 \cdot 10^{10}$
v	0.25
ρ (kg/m³)	2500

Tabla 7. 1 Características de la nueva traviesa de hormigón.

Por otro lado, la geometría de la placa de asiento, se ha equiparado a la de la placa rígida asignándole unas propiedades diferentes a las de la sujeción metálica. Dichas propiedades son las que a continuación se detallan:

Ancho (m)	0.13
Largo (m)	0.24
Alto (m)	0,013
E (Pa)	$6,15 \cdot 10^8$
v	0,45
ρ (kg/m³)	1000

Tabla 7. 2 Características de la nueva placa de asiento.

Con las nuevas propiedades de los materiales, se volvió a realizar el modelo numérico por elementos finitos mediante el programa ANSYS. Para su modelización se utilizó el modelo sin brida realizado en primer lugar cambiando las propiedades de las traviesas y placas existentes por las nuevas anteriormente mencionadas. Una vez realizado dicho cambio se procede al cálculo de igual forma que ya se hizo en el primer modelo sin brida, es por ello que no se volverán a explicar los procedimientos realizados.

Una vez los cálculos han sido realizados se extraen los siguientes acelerogramas coincidiendo su punto de toma con los puntos donde se realizaron las mediciones reales.

En primer lugar se extraen las aceleraciones obtenidas en el alma del carril, arrojando los siguientes resultados:

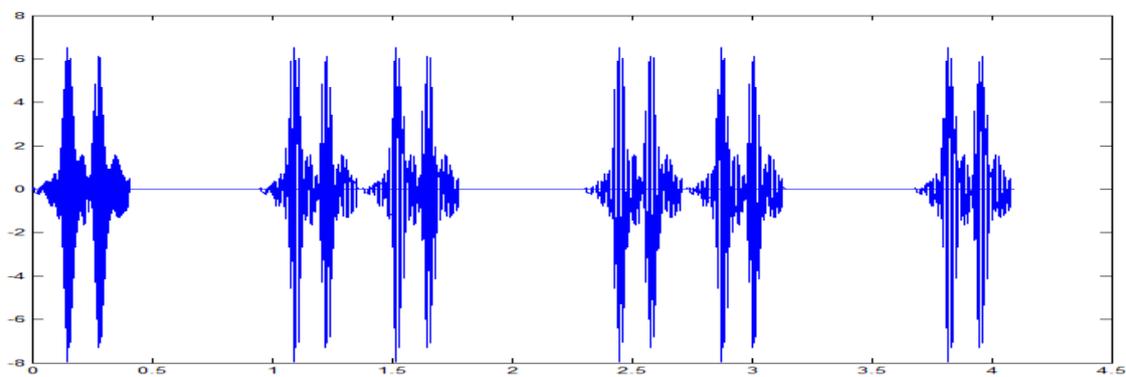
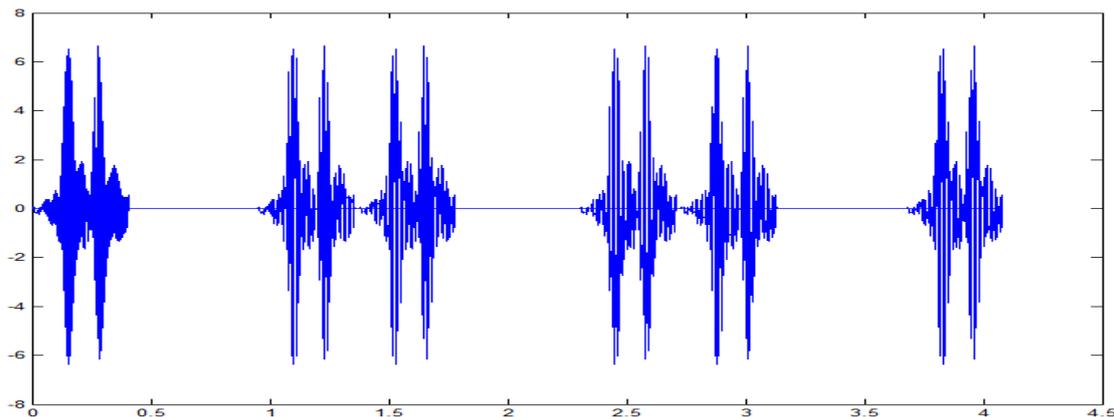


Figura 7. 7 Acelerograma alma del carril para nuevas propiedades de traviesa y placa de asiento.

Fuente: Elaboración propia.

Al comparar este acelerograma con el recogido en las mediciones se observan grandes cambios tanto en sus picos máximos como en los mínimos. Como ya se ha citado anteriormente, los resultados registrados en el carril durante la campaña de mediciones, oscilaban entre (-19,14)g. Al comparar estos resultados con los obtenidos en el modelo con traviesa de hormigón se observa una disminución de sus aceleraciones en el carril estando estas situadas en el rango de (-8,6.5)g, dicha disminución será del orden de la mitad.

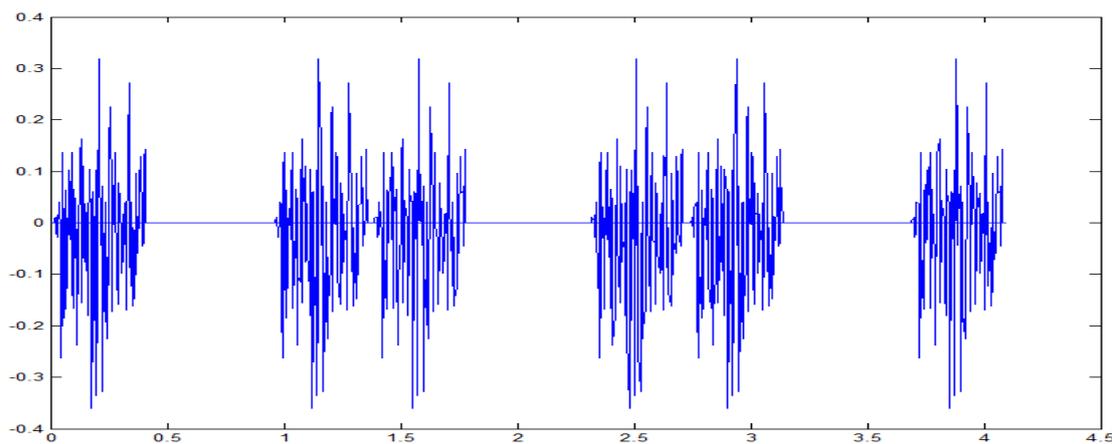
En el gráfico que se expone a continuación se muestran los resultados de aceleraciones calculados en el modelo numérico para el punto de la traviesa.



*Figura 7. 8 Acelerograma en traviesa para nuevas propiedades de traviesa y placa de asiento.
Fuente: Elaboración propia.*

Como se puede observar los picos se sitúan entre (-6.3,6.5)g siendo estos del orden de la mitad que los registrados en la realidad los cuales se situaban entre (-14,12)g

Por último se muestran los resultados del modelo numérico realizado en ANSYS para el punto de la pica situada en el terraplén.



*Figura 7. 9. Acelerograma en pica de terraplén para nuevas propiedades de traviesa y placa de asiento.
Fuente: Elaboración propia.*

Como se puede apreciar dichos resultados (-0.35,0.31) resultan inferiores a los registrados en la vía (-4,3.9)g resultando evidente la mejora en la reducción de vibraciones y por tanto justificando una posible renovación de la vía consiguiendo con ello reducir las vibraciones en los terrenos colindantes, reduciendo a su vez la degradación del balasto al reducir su movimiento.



Capítulo 8

Conclusiones y futuras líneas de investigación

8.1. Introducción

Este capítulo pretende ser una recopilación de las conclusiones obtenidas en la realización del presente trabajo final de máster, en él además se propondrán futuras líneas de investigación y expondrán las principales limitaciones del modelo que servirán como base de partida para futuras investigaciones.

8.2. Conclusiones

Como se puede observar las hipótesis planteadas se cumplen en su totalidad. En primer lugar destacar que la sobrecarga dinámica es cinco veces mayor, además como se observa las traviesas de hormigón y las sujeciones elásticas reducen las aceleraciones considerablemente siendo su reducción en algunos puntos del orden del 90%. Citar además que las aceleraciones producidas por las juntas son también del orden de 5-6 veces mayores que las registradas en tramos de vía sin la presencia de estas. Por último hay que destacar que durante la campaña de mediciones se observó que en las zonas cercanas a las juntas los elementos se encontraban más deteriorados que en donde estas no estaban presentes, teniendo una incidencia mayor este desgaste en el balasto situado en las zonas próximas a ellas. A continuación se expondrán tanto las conclusiones alcanzadas sobre la representatividad del modelo como las alcanzadas por la atenuación de la señal, las limitaciones del modelo y el modelo como punto de partida para futuras líneas de investigación.

8.2.1. Representatividad del modelo

Al observar el proceso de calibración, se puede apreciar que el ajuste entre los datos recogidos en la campaña y los obtenidos por el modelo numérico muestran un buen ajuste. Así, tanto los tiempos de cola como la morfología del acelerograma y sus valores máximos y mínimos, en las mediciones tomadas tanto en la vía, como en la pica a tierra situada en el terraplén sobre el que se sustenta la superestructura, muestran un buen ajuste. Por ello se considera que el modelo reproduce correctamente el comportamiento de las ondas en su generación y transmisión por la vía y el terreno.

8.2.2. Atenuación de la señal

Tanto en las mediciones reales como en los resultados del modelo numérico se pueden apreciar las atenuaciones producidas por los distintos elementos de la vía. Dichas atenuaciones, para el caso de la vía existente y sin considerar los efectos producidos por las juntas, son las siguientes:

Elemento	Aceleración registrada	Atenuación respecto al carril	
		Picos mínimos	Picos máximos
Carril UIC 45	-19,14	-	-
Travesía de madera	-14,12	26.3%	14.3%
Registro terraplén a una distancia de 2m	-4,3.9	72.14%	78.9%

Tabla 8. 1 Comparativa de los puntos de medición.

En la siguiente tabla se puede observar los resultados de atenuación obtenidos en el cálculo numérico al sustituir la travesía de madera y placa de asiento metálica, por travesía de hormigón y placa elastomérica.

Elemento	Aceleración registrada	Atenuación respecto al carril	
		Picos mínimos	Picos máximos
Carril UIC 45	-8,6.5	-	-
Travesía de hormigón	-6.3,6.5	21.25%	0%
Registro terraplén a una distancia de 2m	-0.35,0.31	95.6%	95.2%

Tabla 8. 2 Comparativa de los puntos de medición para el modelo de travesía de hormigón y placa de asiento elástica.

Como se puede apreciar en ambas tablas la atenuación producida por los cambios en la tipología de la travesía y la placa de asiento es mayor en la de hormigón en el punto del terraplén. Una vez comparadas las atenuaciones entre los elementos, se va a proceder a realizar una comparación en la atenuación entre las dos tipologías. Dicha comparación se muestra en la tabla que a continuación se expone:

Elemento	Aceleración registrada	Atenuación respecto a las mediciones realizadas en la vía	
		Picos mínimos	Picos máximos
Carril UIC 45 (Datos de la vía actual)	-19,14	57.8%	53.6%
Carril UIC 45 (Datos de la vía modelizada)	-8,6.5		
Travesía de madera (Datos de la vía actual)	-14,12	55%	45.8%
Travesía de hormigón (Datos de la vía modelizada)	-6.3,6.5		
Registro terraplén (Datos de la vía actual)	-4,3.9	91.1%	92%
Registro terraplén (Datos de la vía modelizada)	-0.35,0.31		

Tabla 8. 3 Comparativa de atenuación entre las mediciones reales y las del modelo con travesía de hormigón y placa de asiento elástica.

Como se puede apreciar en la tabla anterior la reducción de las aceleraciones en todos los puntos es considerable. Tanto en travesía como en carril la reducción de sus aceleraciones ronda aproximadamente el 50% siendo de cerca del 90% en el punto del terraplén situado a dos metros del carril.

Recalcar que esta atenuación producida por el cambio de travesía adquiere vital

importancia cuando el tren circula por los entornos urbanos donde mitigar las vibraciones producidas es de gran importancia.

8.2.3 Limitaciones del modelo

Para la realización del modelo se han adoptado ciertas simplificaciones. Así a la hora de definir el coeficiente de amortiguación β , se ha optado por realizar un proceso de calibración global, es decir, se ha dotado a la totalidad de los materiales de un mismo valor, lo cual difiere de la realidad. A pesar de ello esta simplificación está respaldada por diversos estudios y simplificaciones por lo que se ha considerado que la medida es válida.

También hay que recalcar que no han sido considerados los defectos existentes en el contacto rueda-carril. Dichos defectos son difíciles de identificar y por ello difíciles de modelar ya que por ejemplo puede darse la circunstancia de la existencia de un plano de rueda o un desgaste ondulatorio en el carril. Ante la imposibilidad de examinar el vehículo circulante y no siendo capaces de identificar a simple vista problemas como pueda ser el desgaste ondulatorio, se ha tomado la simplificación de no considerar los posibles defectos en la interacción rueda-carril.

Como ya se ha citado en numerosas ocasiones el tiempo de cálculo de los modelos y el espacio virtual requerido por el mismo ha sido uno de los condicionantes en la realización del presente trabajo final de máster. Para el cálculo de un modelo de 20.16m el tiempo requerido ha sido de aproximadamente 50h y unos 70Gb de espacio. Esto ha imposibilitado por tanto el almacenamiento de los modelos puesto que para lanzar cada uno de ellos el modelo calculado con anterioridad debía ser eliminado.

En último lugar, tal y como se ha mencionado en capítulos anteriores, se ha supuesto un comportamiento elástico-lineal de todos los materiales. Dicha simplificación es cierta siempre que las cargas aplicadas sean inferiores al límite elástico de los materiales sobre los que actúan. Un lugar donde posiblemente se den estas circunstancias es la zona de la junta. Si se simulara la plastificación de los materiales los tiempos de cálculo del modelo se incrementarían de manera notable lo cual hace imposible la adopción de esta hipótesis, es por ello que para este trabajo final de máster se ha adoptado el comportamiento elástico-lineal de todos los materiales.

8.2.4 El estudio y su modelo como punto de partida en futuras investigaciones

Tanto la búsqueda de información como la realización de los distintos modelos creados en este trabajo final de máster, no solo pretenden aportar una manera de cálculo de las sobrecargas dinámicas actuantes en las juntas ferroviarias o ayudar en la obtención de

conclusiones a cerca de la influencia de los distintos elementos que forman la vía en la disipación de vibraciones.

Como se ha visto en el capítulo 7 al variar las propiedades de los materiales de elementos como puedan ser la traviesa o la placa de asiento, varia la respuesta vibratoria del conjunto de la vía. En esta ocasión solo se han modificado las propiedades anteriormente citadas pero también se podrían variar las dimensiones geométricas de elementos como el carril por poner un ejemplo.

La eliminación de las juntas, el cambio de traviesas y sus placas de asiento pueden ser algunas de las estrategias a adoptar para la mitigación de vibraciones y los problemas que estas conllevan en el mantenimiento de la vía. Para un correcto estudio serán necesarios datos como coste de mantenimiento de la vía estudiada comparándolo con otras con la tipología propuesta y se deberá realizar un estudio económico de coste beneficio para ver la idoneidad de acometer esta mejora en la vía.

8.3. Futuras líneas de investigación

En este punto se van a plantear futuras líneas de investigación, centrándose estas tanto en el diseño o morfología de la infraestructura como en la mejora del modelo numérico.

8.3.1. Futuras líneas de investigación basadas en la mejora del modelo

En primer lugar se propone realizar una comparativa entre los resultados arrojados por el modelo de dos masas frente a los producidos por el modelo de tres masas. Con ello se podría observar la conveniencia o no de aumentar la complejidad del cálculo con la finalidad de obtener resultados más representativos.

En segundo lugar, tal y como se ha citado en el apartado “8.2.3. Limitaciones del modelo“, una de las simplificaciones utilizadas en el modelo ha sido la de suponer un único coeficiente β para todos los materiales. Es conocido que este parámetro depende de cada material, pero no se ha estudiado la influencia que tendría una variación puntual del parámetro en materiales aislados. Por ello de cara a futuras investigaciones, podría plantearse la influencia de unificar el valor de los materiales que forman el modelo en sus resultados finales.

En último lugar, se puede plantear la opción de introducir contornos absorbentes en el paquete de vía y ver la representatividad de los resultados. Dicha medida supondría un ahorro muy importante en los tiempos de cálculo puesto que se podrían reducir los tamaños o la profundidad de los estratos (en el caso que nos ocupa, el terraplén tiene un espesor de 3m atendiendo a las “Recomendaciones para proyectos de plataformas ferroviarias”) reduciendo por tanto el número de elementos, el espacio virtual necesario

y su tiempo de cálculo.

8.3.2. Futuras líneas de investigación sobre el diseño de la infraestructura

Tal y como se ha citado en el trabajo, la junta ferroviaria es una imperfección en la vía que genera sobrecargas dinámicas, las cuales producen grandes aceleraciones y por tanto fuertes vibraciones que desgastan tanto el balasto situado bajo la junta como el carril, traviesas, etc. Para este trabajo se ha propuesto como solución la eliminación de estas juntas, pero esto no siempre es posible ya que existen sistemas de seguridad como bloqueos o señalización, que precisan de esta discontinuidad con el fin de dividir y aislar algunos tramos de la vía.

Para estas situaciones citadas, actualmente existen algunas soluciones basadas en la utilización de diversos materiales aislantes, así como bridas de madera que permitían aislar las diversas partes de la vía.

Con todo ello de cara al futuro se pueden proponer líneas de investigación basadas en la creación de un tipo de unión que no suponga una discontinuidad y que evite imperfecciones en el carril que puedan generar sobrecargas dinámicas.

Finalmente también será de interés el cálculo de las sobrecargas dinámicas producidas en las juntas que están situadas en tramos curvos.



Bibliografía

Ahlbeck, D. R. *An Investigation of Impact Loads Due to Wheel Flats and Rail Joints*, American Society of Mechanical Engineers, 1980.

Andersen, L., & Jones, C. J. C. *Three-dimensional elastodynamic analysis using multiple boundary element domains*. 2001.

Auersch L. *The excitation of ground vibration by rail traffic: theory of vehicle-track-soil interaction and measurements on high-speed lines*. J. Sound Vibrat. 2005.

Cai W.; Wen Z.; Jin X.; Zhai W. *Dynamic stress analysis of rail joint with height difference defect using finite element method*. State Key Laboratory of Traction Power, Southwest Jiaotong University. 2007.

Cannon DF.; Sinclair J.; Sharp KA. *Improving the fatigue performance of bolt holes in railway rails by cold expansion*. Proceeding of the international conference on fatigue, correction cracking, fracture mechanics and failure analysis. 1985.

Cardona J.; Galcerán S. *Influencia de la rugosidad de rueda y carril en la generación de vibraciones*. FGC. 2013

CENIT y TRANSyT, *Reducción de las variaciones de rigidez vertical de la vía: Establecimiento de criterios de diseño, recepción y mantenimiento de las infraestructuras ferroviarias*. CEDEX (Centro de Experimentación de las Obras Públicas. 2008

Chen YC.; Kuang JH. *Contact stress variations near the insulated rail joints*. Proc Inst Mech Eng, Part F: J Rail Rapid Transit. 2002.

Dieterman H.; Metrikine A. *The equivalent stiffness of a half-space interacting with a beam. Critical velocities of a moving load along the beam*. Eur. J. Mech. A-Solids. 1996.

Esveld C. *Modern railway track*, second edition 2001

Fonseca Teixeira P. *Contribución a la reducción de los costes de mantenimiento de vías de alta velocidad mediante la optimización de su rigidez vertical*. Universidad Politécnica de Cataluña. 2004.

Galisteo Cabeza A. *Desarrollo de un modelo predictivo de vibraciones en la infraestructura ferroviaria mediante el método de elementos finitos*. Universidad Politécnica de Valencia. 2011.

Goicoechea, J. N. Y. D. *Serviceability limit states in track on railway bridges*. Revista de Obras Publicas. 2004.

Grassie, S. L.; Cox, S. J., *The dynamic response of railway track with flexible sleepers to high frequency vertical excitation*, Proc. of Inst. Mech. Eng., IMechE. 1984.

Grossoni, I.; Iwnicki, S.; Bezin, Y.; Gong, C. *Dynamic response of vehicle-track coupling system with an insulated rail joint*. In The 11th international conference on vibration problems. 2013.

Jenkins H.H. *The effect of track and vehicle parameters on wheel/rail vertical dynamic forces*. Railway Eng. J. 3. 1974.

Kawakami, M.; Sakiyama T.; Matsuda H.; MORITA C.; *Inplane and Out-Of-Plane Free-Vibrations of Curved Beams with Variable Sections*. J. Sound Vibrat. 1995.

Kerr A.D.; Cox J.E. *Analysis and test of bonded insulated rail joints subjected to vertical wheel loads*. Int J Mech Sci. 1999.

Krylov V., *Vibrational impact of high-speed trans . Effect of track dynamics*. 1996.

Krylov V.; Dawson A.R.; Heelis M.E.; Collop A.C. *Rail movement and ground waves caused by high-speed trains approaching track-soil critical velocities*. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers. 2000.

Kurzeck B. *Combined friction induced oscillations of wheelset and track while curving of metros and their influence on corrugation*. 2009.

Lakušić, S., & Ahac, M. *Rail traffic noise and vibration mitigation measures in urban areas*. Technical Gazette. 2012

Lim, W. L.; McDowell, G. R. *Discrete element modelling of railway ballast*. Granular Matter. 2005.

Lombaert G. et al, *A numerical study of vibration isolation for rail traffic* (Katholieke Univ Leuven, Dept. 2004.

López Pita A. *Infraestructuras ferroviarias*. Ediciones UPC, S.L. 2006.

Markine V.L.; Man A.P.; Esveld C. *A procedure for design and optimization of a railway track structure*. Railway Engineering Group, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Delft University of Technology. 1998.

Mayville R.A.; Stringfellow R.G. *Numerical analysis of a railroad bolt hole fracture problem*. Theoret Appl Fract Mech. 1995.

Metrikine, K.; Popp. *Steady-state vibrations of an elastic beam on a visco-elastic layer under moving load*. Arch Appl Mech. 2000

Michael E. et al. *Engineering studies on joint bar integrity, part ii: finite element*. Volpe National Transportation Systems Center, US Department of Transportation, Cambridge.

2014

Norman Jones, C.; Brebbia A. *Structures Under Shock and Impact XI*

Oscarsson, J. *Dynamic train – track interaction: linear and non-linear track models with property scatter*. Department of Solid Mechanics, Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden. 2001.

Peplow A. T.; Oscarsson J. Dahlberg T. Review of research on ballast as track substructure. Report F189. Thesis. Dept . of Solid Mechanics, Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden, 1996

Real J. I.; Asensio T.; Montalbán L.; Zamorano C.; Real T. *Railway Traffic Induced Vibrations: Comparison of analytical and finite element models*. Universidad Politécnica de Valencia. 2013.

Real J. I.; Galisteo A.; Real T.; Zamorano C. *Study of wave barriers design for the mitigation of railway ground vibrations*. Vibroengineering. 2012.

Real J.; Galisteo A.; Asensio T.; Montalbán L. *Study of railway ground vibrations caused by rail corrugation and wheel flat*. Universidad Politécnica de Valencia. 2012.

Real J.; Zamorano C.; Asensio T.; Real T. *Study of the mitigation of tram-induced vibrations on different track typologies*. Universidad Politécnica de Valencia. 2013.

Real J.; Zamorano C.; Hernández C.; Comendador R.; Real T. *Computational considerations of 3-D finite element method models of railway vibration prediction in ballasted tracks*. Universidad Politécnica de Valencia. 2014.

Reid L. *Beneficial residual stresses at bolt holes by cold expansion*. Proceedings of the international conference on rail quality and maintenance for modern railway operation. 1992.

Sánchez A. Cardona J. Genescà M. Pàmies T. *Propagación de vibraciones de trenes en el terreno*. Escuela Técnica Superior de Ingeniería Industrial de Terrassa.

Sato Y.; Kosuge S. *Evaluation of rail head surface configuration viewed from wheel load variation*. QR of RTRI. 1983.

Sheng X.; Jones C.; Petyt M. *Ground vibration generated by a load moving along a railway track*. J. Sound Vibrat. 1999.

Sheng X.; Jones C.; Thompson D. *Prediction of ground vibration from trains using the wavenumber finite and boundary element methods*. J. Sound Vibrat. 2006.

Steenbergen M. J. M. M.; Metrikine A. V. *The effect of the interface conditions on the dynamic response of a beam on a half-space to a moving load*. Eur. J. Mech. A-Solids. 2007.

Sun Y. Q.; Cole C.; Spiryagin M. *Study on track dynamic forces due to rail short-wavelength dip defects using rail vehicle-track dynamics simulations*. J. Mech. Sci. Technol. 2013.

Thompson, D. *Railway Noise and Vibration: Mechanisms, Modelling and Means of Control*. 2009

Torstensson P. T.; Nielsen J. C. O. *Simulation of dynamic vehicle-track interaction on small radius curves*. Veh. Syst. Dyn. 2011.

Wen Z.; Jin X; Zhang W. *Finite element analysis of contact-impact of wheel-rail at rail gap*. Tribology 2003

Wen Z, Jin X, Zhang W. *Contact-impact stress analysis of rail joint region using the dynamic finite element method*. ANSYS 8.1 theory reference, ANSYS. 2002.

W. Zhai, *Vehicle-Track Coupling Dynamics*. China Railway Publishing House. 2002.

www.accesowok.fecyt.es

www.aenor.es

www.caf.es

www.elexpresodelarobla.com

www.elsevier.es

www.espormadrid.es/2011/05/los-trabajos-nocturnos-en-la-red-de.html

www.fcaminosdehierro.es

www.ferropedia.es

www.feve.es

ww.igme.es

www.laplace.us.es <http://objetivopajares.blogspot.com.es/2012/06/engrasadores.html>

www.railone.com

<http://www.railtechsufetra.es/>

www.railway-technology.com

jvenzario.wordpress.com



Índice de figuras

Capítulo 1

Capítulo 2

Figura 2. 1 Contacto rueda-carril. Fuente: López Pita (2006).....	7
Figura 2. 2 Cargas estáticas y dinámicas en dos vías. Fuente: Lim (2004)	9
Figura 2. 3 Cálculo de la sobrecarga dinámica en función de la relación carga-rigidez para una vía en excelente estado ($b=0.5$). Fuente: P. Fonseca Teixeira	10
Figura 2. 4 Cálculo de la sobrecarga dinámica en función de la relación carga-rigidez para diferentes estados de vía. Fuente: P. Fonseca Teixeira	11
Figura 2. 5 Diversos defectos en vías. Fuente: http://venzario.wordpress.com	15
Figura 2. 6 Amolado de la vía.....	15
Figura 2. 7 Sistema CMMI para revisión de ruedas ferroviarias.	16
Figura 2. 8 Esquema de vehículo y vía. Fuente: Krylov et al (2000).....	16
Figura 2. 9.Danza de traviesas. Fuente: López Pita (2006)	17
Figura 2. 10 Onda de levante. Fuente: López Pita (2006).....	17
Figura 2. 11 Transiciones en puentes ferroviarios. Fuente: Estados Límite de Servicio en relación con la vía en puentes de ferrocarril. Fuente: Jorge Nasarre.	18
Figura 2. 12 Aceleraciones dinámicas máximas en función de la velocidad. Fuente: Estados Límite de Servicio en relación con la vía en puentes de ferrocarril. Fuente: Jorge Nasarre.	19
Figura 2. 13 Transiciones en la vía. Fuente: Esveld.....	20
Figura 2. 14 Comparativa “a” vía en placa vs. vía convencional.	20
Figura 2. 15 Comparativa “b” vía en placa vs. vía convencional.....	21
Figura 2. 16 Ondas P (Primarias). Fuente: Universidad de los Andes-Tachira	22
Figura 2. 17 Ondas S (Secundarias). Fuente: Universidad de los Andes-Tachira	23
Figura 2. 18 Velocidad de transmisión de las ondas S y P en función del terreno.	23
Figura 2. 19 Ondas Rayleigh. Fuente: Universidad de los Andes-Tachira	24
Figura 2. 20. Ondas L (Love). Fuente: Universidad de los Andes-Tachira.....	24
Figura 2. 21 Transmisión de ondas P y S en un medio estratificado.	24
Figura 2. 22. Desplazamientos provocados por los dos primeros modos de vibración del terreno para $f=40$ Hz. Fuente: D. Thompson (2009).	25
Figura 2. 23 Relación asiento-tiempo para diferentes velocidades de vibración.	26
Figura 2. 24 Generación y transmisión de vibraciones del ferrocarril en estructuras próximas.	28
Figura 2. 25 Junta con defecto. Fuente: Elaboración propia.	29
Figura 2. 26 Material de amortiguamiento en el alma del carril. Fuente: Hering – Systemised Construction Solutions	30
Figura 2. 27 Engrasador de carril. Fuente: Fernández García, José Luis (2012)	30
Figura 2. 28 Manta elastomérica bajo balasto. Fuente: Bachiller Saña, Adrina (2013).....	31
Figura 2. 29 Sistemas de sujeción de vía en placa. Fuente: Sufetra Railtech.....	31
Figura 2. 30 Almohadillas bajo bloque. Fuente: Sufetra Railtech.....	31
Figura 2. 31. Carril embebido en resina con polvo de caucho. Fuente: Acciona Infraestructuras.	32
Figura 2. 32 Bloque TRANOSA como el empleado en las secciones de vía verde de Alicante.....	137
Figura 2. 33 Adición de material elastomérico en la superficie de contacto carril-hormigón.	137

Capítulo 3

Figura 3. 1 Detalle carril UIC54 con brida y pernos de unión. Fuente: Elaboración propia.	35
Figura 3. 2 Brida tradicional. Fuente: José Abadía Almolda.....	36

Figura 3. 3 Brida aislante de madera baquelizada. Fuente: José Abadia Almolda.....	37
Figura 3. 4 Brida aislante de fibra de vidrio. Fuente: José Abadia Almolda	37
Figura 3. 5 Brida aislante encolada. Fuente: José Abadia Almolda	38
Figura 3. 6 Deflexión del carril provocado por la aplicación estática de una carga en el modelo de Winkler. Fuente: Handbook of railway vehicle dynamics.	40
Figura 3. 7 Modelo empleado por Oscarsson. Fuente: Tesis Doctoral de Oscarsson.....	40
Figura 3. 8 Modos de fallo de las juntas Fuente: Michael E. (2014).....	43
Figura 3. 9 Fuerza generada en el contacto rueda carril en la junta frente al tiempo.	44
Figura 3. 10 Fuerza generada en el contacto rueda carril en la junta frente al tiempo	45
Figura 3. 11 Fuerza de impacto en el contacto rueda carril en la junta frente a carga por eje del vehículo Fuente: Wen Z, Jin X, Zhang W. (2002).....	46
Figura 3. 12 Fuerza generada en el contacto rueda carril en la junta frente al tiempo	46
Figura 3. 13 Fuerza generada en el contacto rueda carril en la junta frente a la velocidad	47
Figura 3. 14 Detalle de los parámetros geométricos de la junta Fuente: C. Esveld (2001)	48
Figura 3. 15 Fuerza P2 frente a velocidad. Fuente: Y. Q. Sun, (2013).....	49
Figura 3. 16 Fuerza P2 frente a ángulo de la unión. Fuente: Y. Q. Sun, (2013)	49
Figura 3. 17 Fuerza P2 frente a masa no suspendida (Con ángulo de 0.01rad).	49
Figura 3. 18 Fuerza P2 frente ángulo α de la unión (para una separación entre traviesas de 0.1m). Fuente: Y. Q. Sun (2013).....	50
Figura 3. 19 Fuerza P2 frente ángulo α de la unión (para una separación entre traviesas de 0.25m). Fuente: Y. Q. Sun (2013).....	50
Figura 3. 20 Fuerza P2 frente ángulo α de la unión (para una separación entre traviesas de 0.5m). Fuente: Y. Q. Sun (2013).....	51
Figura 3. 21 Disposición de las traviesas en la junta Fuente: Michael E. (2014).....	51
Figura 3. 22 Detalle de reacción de la brida ante el paso de la rueda. Fuente: Michael E. (2014).....	52
Figura 3. 23 Comparativa de esfuerzos soportados en función del número de tornillos.	53

Capítulo 4

Figura 4. 1 Emplazamiento de los municipios Xàtiva y Alcoi Fuente: Elaboración propia a partir de Google maps.....	56
Figura 4. 2 Termómetro indicador de estaciones. Fuente: Renfe	58
Figura 4. 3 Mapa de recorrido de la línea Xàtiva-Alcoi. Fuente: Geotren	59

Capítulo 5

Figura 5. 1 Emplazamiento de los municipios Xàtiva y Genoves. Fuente: Elaboración propia a partir de Google maps.....	61
Figura 5. 2 Localización punto de mediciones en Xàtiva. Fuente: Elaboración propia a partir de Google maps	62
Figura 5. 3 Localización de la sección de estudio, PK 1+800. Fuente: Elaboración propia a partir de Google maps.....	62
Figura 5. 4 Geometría carril UIC-45. Fuente: NRV-3.0.0.0 Adif.....	64
Figura 5. 5 Geometría placa de asiento metálica. Fuente: NRV Adif.....	65
Figura 5. 6 Geometría brida y tornillos de anclaje. Fuente: NRV Adif	65
Figura 5. 7 Tipos de traviesa de madera. Fuente: ET 03.360.540.3 Adif.	66

Figura 5. 8 Condiciones de mantenimiento del balasto Fuente: Elaboración propia.	68
Figura 5. 9 Sección tipo de la vía de estudio Fuente: Elaboración propia.	68
Figura 5. 10 Mapa Geológico de la zona de estudio. Fuente: Instituto Geológico y Minero de España. .	69
Figura 5. 11 Mapa Geológico de la zona de estudio. Fuente: Instituto Geológico y Minero de España. .	69
Figura 5. 12 Vehículo serie 592 Renfe. Fuente: Elaboración propia.	70
Figura 5. 13 Características vehículo serie 592 Renfe. Fuente: http://www.wefer.com/w5/renfe/k592.htm	71
Figura 5. 14 Acelerómetro triaxial PCB 354C02. Dimensiones en mm entre paréntesis. Fuente: www.pcb.com	72
Figura 5. 15 Detalle de la ubicación de los acelerómetros en la vía. Fuente: Elaboración propia.	73
Figura 5. 16 Detalle de la ubicación de los acelerómetros en el punto de control de la vía. Fuente: Elaboración propia.	73
Figura 5. 17 Sistema de adquisición de datos Fuente: Elaboración propia.	74

Capítulo 6

Figura 6. 1 Sección objeto de estudio Fuente: Elaboración propia.....	78
Figura 6. 2 Modelización del carril Vignole UIC-45en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.	80
Figura 6. 3 Carril modelizado en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.....	81
Figura 6. 4 Placas de asiento modelizadas en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.	82
Figura 6. 5 Traviesas modelizadas en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.....	83
Figura 6. 6 Capa de balasto en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.	83
Figura 6. 7 Capa de terraplén en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.....	84
Figura 6. 8 Sección completa modelizada en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.	85
Figura 6. 9 Sección completa modelizada en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.	85
Figura 6. 10 Identificación de picos en el acelerograma. Fuente: Elaboración propia.	86
Figura 6. 11 Acelerograma de modelo con 5.04m. Fuente: Elaboración propia.	88
Figura 6. 12 Acelerograma de modelo con 10.08m. Fuente: Elaboración propia.	89
Figura 6. 13 Acelerograma de modelo con 20.16m. Fuente: Elaboración propia.	89
Figura 6. 14 Modelo acotado 20.16m. Fuente: Elaboración propia.	89
Figura 6. 15 Acelerograma de modelo con 5m y media sección de vía. Fuente: Elaboración propia.	90
Figura 6. 16 Acelerograma de modelo con 5m y sección completa. Fuente: Elaboración propia.	90
Figura 6. 17 Representación de una onda desarrollada sobre 6 nodos. Fuente: Elaboración propia.	91
Figura 6. 18 Representación gráfica de las distancias entre ejes para la superposición de cargas . Fuente: Elaboración propia.	94
Figura 6. 19 Representación gráfica de la ecuación del factor de amortiguamiento modal. Fuente: PFC Alberto Galisteo.....	98
Figura 6. 20 Caso 1 $\beta_1=0.00001$ Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia. ...	99
Figura 6. 21 Caso 2 $\beta_2=0.00005$ Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia. .	100
Figura 6. 22 Caso 3 $\beta_3=0.0001$ Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.	100
Figura 6. 23 Caso 4 $v_{arenas}=0.2$ Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia. ..	101
Figura 6. 24 Caso 5 $v_{arenas}=0.3$ Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia. ..	101
Figura 6. 25 Caso 6 $v_{arenas}=0.4$ Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia. ..	101
Figura 6. 26 Caso 7 $E_{arenas}=1,70E+07$ Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.	102
Figura 6. 27 Caso 8 $E_{arenas}=9,60E+07$ Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.	102
Figura 6. 28 Caso 9 $E_{arenas}=1,75E+08$ Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.	103
Figura 6. 29 Caso 10 $v_{balasto}=0.15$. Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.	103

Figura 6. 30 Caso 11 $v_{balasto} = 0.225$. Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.	104
Figura 6. 31 Caso 12 $v_{balasto} = 0.3$. Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.	104
Figura 6. 32 Caso 13 $E_{balasto} = 4,50E+06$. Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.	105
Figura 6. 33 Caso 14 $E_{balasto} = 6,73E+07$. Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.	105
Figura 6. 34 Caso 15 $E_{balasto} = 1,30E+08$. Datos tomados en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia.	106
Figura 6. 35 Acelerograma circulación 3 cuarto día en alma de carril. Fuente: Elaboración propia ...	107
Figura 6. 36 Acelerograma circulación 3 cuarto día en traviesa. Fuente: Elaboración propia	107
Figura 6. 37 Acelerograma circulación 3 cuarto día en pica a tierra. Fuente: Elaboración propia	107
Figura 6. 38 Acelerograma iteración 1 en alma. Fuente: Elaboración propia	109
Figura 6. 39 Acelerograma iteración 6 en alma Fuente: Elaboración propia	109
Figura 6. 40 Acelerograma iteración 11 en alma Fuente: Elaboración propia	110
Figura 6. 41 Acelerograma iteración 2 en alma Fuente: Elaboración propia.	111
Figura 6. 42 Acelerograma iteración 5 en alma Fuente: Elaboración propia.	112
Figura 6. 43 Acelerograma iteración 7 en alma Fuente: Elaboración propia.	112
Figura 6. 44 Acelerograma iteración 10 en alma Fuente: Elaboración propia.	113
Figura 6. 45 Acelerograma iteración 14 en alma Fuente: Elaboración propia.	114
Figura 6. 46 Acelerograma iteración 18 en alma Fuente: Elaboración propia	115
Figura 6. 47 Acelerograma circulación 3 cuarto día en traviesa. Fuente: Elaboración propia	115
Figura 6. 48 Acelerograma iteración 2 en traviesa Fuente: Elaboración propia.....	116
Figura 6. 49. Acelerograma iteración 6 en traviesa Fuente: Elaboración propia.....	116
Figura 6. 50 Acelerograma iteración 10 en traviesa Fuente: Elaboración propia.....	117
Figura 6. 51. Acelerograma iteración 14 en traviesa Fuente: Elaboración propia.....	117
Figura 6. 52 Comparativa de los resultados obtenidos en el modelo y la realidad en el punto de medición del alma del carril. Fuente: Elaboración propia	118
Figura 6. 53 Comparativa de los resultados obtenidos en el modelo y la realidad en la traviesa. Fuente: Elaboración propia	118
Figura 6. 54 Comparativa de los resultados obtenidos en el modelo y la realidad en el terraplén. Fuente: Elaboración propia	119
Figura 6. 55 Modelo completo sin brida en ANSYS. Fuente: Elaboración propia	121
Figura 6. 56 Introducción de los carriles UIC-45 en VAMPIRE. Fuente: Elaboración propia.	122
Figura 6. 57 Detalle modelización de la junta en VAMPIRE. Fuente: Elaboración propia.....	123
Figura 6. 58 Modelo de 3 masas. Fuente: Alberto Galisteo.	124
Figura 6. 59 Modelo de 2 masas. Fuente: Alberto Galisteo.	125
Figura 6. 60 Modelo de 2 masas empleado en VAMPIRE. Fuente: Elaboración propia.	125
Figura 6. 61 Resultado de sobrecarga dinámica producida en la junta	127
Figura 6. 62 Modelo con la brida introducido en ANSYS. Fuente: Elaboración propia	128
Figura 6. 63 Detalle del modelo de ANSYS acotado. Fuente: Elaboración propia	129
Figura 6. 64 Detalle de aplicación de cargas simulando los pernos. Fuente: Elaboración propia	130
Figura 6. 65 Acelerograma producto de la medición en el alma del carril. Fuente: Elaboración propia	130
Figura 6. 66 Acelerograma producto de la medición en la traviesa. Fuente: Elaboración propia	131
Figura 6. 67 Acelerograma extraído de ANSYS punto situado en el alma del carril.....	131
Figura 6. 68 Acelerograma extraído de ANSYS punto situado en el alma del carril.....	132
Figura 6. 69 Acelerograma extraído de ANSYS punto situado en el alma del carril.....	132
Figura 6. 70 Acelerograma extraído de ANSYS punto situado la traviesa.	133

Capítulo 7

<i>Figura 7. 1 Sistemas de sujeción precargados.</i>	136
<i>Figura 7. 2 Bloque TRANOSA como el empleado en las secciones de vía verde de Alicante.</i>	137
<i>Figura 7. 3 Adición de material elastomérico en la superficie de contacto carril-hormigón.</i>	137
<i>Figura 7. 4 Ejecución de zanjas en la ciudad de Jerez. Fuente: Moncho López.</i>	139
<i>Figura 7. 5 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.</i>	140
<i>Figura 7. 6 Nueva traviesa de hormigón y placa de asiento flexible.</i>	141
<i>Figura 7. 7 Acelerograma alma del carril para nuevas propiedades de traviesa y placa de asiento.</i>	142
<i>Figura 7. 8 Acelerograma en traviesa para nuevas propiedades de traviesa y placa de asiento.</i>	143
<i>Figura 7. 9. Acelerograma en pica de terraplén para nuevas propiedades de traviesa y placa de asiento.</i>	143

Índice de Tablas

Capítulo 1

Capítulo 2

<i>Tabla 2. 1 Comparativa entre diferentes tipologías. Fuente: Railtech-Sufetra-Tranosa</i>	21
---	----

Capítulo 3

Capítulo 4

Capítulo 5

<i>Tabla 5. 1. Propiedades mecánicas Carril Vignole 45 kg/ml</i>	64
<i>Tabla 5. 2 Geometría de traviesa de madera. Fuente: ET 03.360.540.3 Adif</i>	66
<i>Tabla 5. 3 Propiedades mecánicas traviesa de madera de roble</i>	67

Capítulo 6

<i>Tabla 6. 1 Propiedades básicas del carril</i>	80
<i>Tabla 6. 2 Propiedades básicas de la placa de asiento</i>	81
<i>Tabla 6. 3 Propiedades básicas de las traviesas</i>	82
<i>Tabla 6. 4 Propiedades básicas de las arenas con gravas</i>	87
<i>Tabla 6. 5 Cálculo de las propiedades del modelo</i>	93
<i>Tabla 6. 6 Tiempos de paso de los ejes por la misma sección</i>	94
<i>Tabla 6. 7 Rango de valores de cada uno de los parámetros del modelo analítico que van a ser sometidos a análisis de sensibilidad</i>	95
<i>Tabla 6. 8 Proceso iterativo para la realización del análisis de sensibilidad</i>	96
<i>Tabla 6. 9 Coeficientes β para el análisis de sensibilidad</i>	99
<i>Tabla 6. 10 Matriz de combinaciones</i>	108
<i>Tabla 6. 11 Matriz de combinaciones</i>	108
<i>Tabla 6. 12 Matriz de combinaciones</i>	108
<i>Tabla 6. 13 Matriz de combinaciones</i>	110
<i>Tabla 6. 14 Matriz de combinaciones</i>	113
<i>Tabla 6. 15 Matriz de combinaciones</i>	114
<i>Tabla 6. 16 Datos del carril UIC 45</i>	119
<i>Tabla 6. 17 Datos de la placa de asiento</i>	119
<i>Tabla 6. 18 Datos de la traviesa de madera</i>	119
<i>Tabla 6. 19 Datos del balasto</i>	119
<i>Tabla 6. 20 Datos del material del terraplén</i>	120
<i>Tabla 6. 21 Resultados deformación</i>	121
<i>Tabla 6. 22 Datos introducidos en VAMPIRE</i>	126
<i>Tabla 6. 23 Datos de la brida</i>	128

Capítulo 7

<i>Tabla 7. 1 Características de la nueva traviesa de hormigón</i>	141
<i>Tabla 7. 2 Características de la nueva placa de asiento</i>	141

Capítulo 8

<i>Tabla 8. 1 Comparativa de los puntos de medición.....</i>	<i>146</i>
<i>Tabla 8. 2 Comparativa de los puntos de medición para el modelo de traviesa de hormigón y placa de asiento elástica.....</i>	<i>146</i>
<i>Tabla 8. 3 Comparativa de atenuación entre las mediciones reales y las del modelo con traviesa de hormigón y placa de asiento elástica propuesto.....</i>	<i>146</i>