



# ANÁLISIS DE REGISTROS DE ACELERACIONES VERTICALES EN CAJA DE GRASA Y CORRELACIÓN CON LA INFRAESTRUCTURA

María José Cano Adán

Dirigida por Ricardo Insa Franco y Vicente Cuéllar Mirasol

Departamento de Ingeniería Civil: Transporte y Territorio Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

Madrid, 2015

INGENIERÍA / ARQUITECTURA

# COLECCIÓN TESIS DOCTORALES

**INGENIERÍA / ARQUITECTURA** 

## ANÁLISIS DE REGISTROS DE ACELERACIONES VERTICALES EN CAJA DE GRASA Y CORRELACIÓN CON LA INFRAESTRUCTURA

María José Cano Adán

Dirigida por Ricardo Insa Franco y Vicente Cuéllar Mirasol

Departamento de Ingeniería Civil: Transporte y Territorio ETSI de Caminos, Canales y Puertos



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

Madrid, 2015

# **COLECCIÓN TESIS DOCTORALES**

## **INGENIERÍA / ARQUITECTURA**

La Fundación de los Ferrocarriles Españoles pone a disposición del público la **Colección de Tesis Doctorales** sobre el ferrocarril, con el objetivo fundamental de contribuir a la difusión de la investigación universitaria sobre esta materia y facilitar el acceso libre y gratuito a las investigaciones de los autores, aportando así una información muy valiosa y especializada y contribuyendo, al mismo tiempo, a la preservación de estos trabajos. Con ello, además, se da visibilidad a esta producción intelectual. La Fundación aspira a que su repositorio sea lo más amplio posible y que estén representados en él todos los ámbitos de investigación del ferrocarril.

La **Colección de Tesis Doctorales** se clasifica en tres ramas, en función de su temática:

- Ingeniería y Arquitectura
- Humanidades
- Economía y Regulación

# ANÁLISIS DE REGISTROS DE ACELERACIONES VERTICALES EN CAJA DE GRASA Y CORRELACIÓN CON LA INFRAESTRUCTURA

El objeto principal de este trabajo es profundizar en los cambios de rigidez vertical que se producen en la vía, analizando su origen y las causas que los provocan, modelizando el comportamiento de los mismos, para desarrollar metodologías de análisis en cuanto al diseño de la infraestructura. Igualmente se analizan los elementos integrantes de la misma, ahondando en las características intrínsecas de la rigidez vertical global y la rigidez de cada uno de los elementos constituyentes de la sección tipo ferroviaria, en cada una de las secciones características del tramo en estudio.

**María José Cano Adán** es doctora ingeniera de Caminos, Canales y Puertos por la UPM y master en Túneles y Obras Subterráneas (AETOS). Ha trabajado los primeros años de su trayectoria profesional en el grupo OHL y a partir del año 2009, en el Administrador de Infraestructuras Ferroviarias, actualmente como responsable de la Coordinación Técnica, dentro del Área de Construcción. Paralelamente, ha trabajado como profesora asociada de Ferrocarriles en la E. T. S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid y como profesora en el módulo "Vía y Consideraciones Generales" de los Programas de Postgrado de la UNED de Tecnología Ferroviaria. Ha desarrollado distintos trabajos de investigación y publicaciones.

ISBN: 978-84-949318-1-9 Depósito legal: M-7724-2019

#### Fundación de los Ferrocarriles Españoles – 2018

Coordinación editorial y maquetación: Lourdes Orozco Torres Diseño de cubiertas: Belén Romeo

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

AGR	ADEC	IMIENTOS	10
RESI	JMEN	l	12
ABST	[RAC]	Тт	14
1. I	NTRO	DUCCIÓN	16
1.1	. CC	ONCEPTOS BÁSICOS Y ÁMBITO DE ESTUDIO	16
1.2	. OE	BJETIVOS	18
1.3	6. ME	ETODOLOGÍA Y FASES DE LA INVESTIGACIÓN	20
1.4	. JU	ISTIFICACIÓN DE ESTA TESIS	21
2. L	AS RI	EDES FERROVIARIAS DE ALTA VELOCIDAD	24
2.1 ES	. PL PAÑA	ANES DE DESARROLLO EN INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIA	AS EN 24
	2.1.1. 2005–2	Plan Estratégico de Infraestructuras y Transporte, PEIT (Periodo v 2020)	igencia 24
	2.1.2. 2007–	Contrato Programa Administración General del Estado (P 2010)	eriodo 26
	2.1.3. 2012-2	Plan de Infraestructuras, Transporte y Vivienda, PITVI (P 2024)	eriodo 26
2	2.1.4.	La política europea de transportes	28
2.2	. EL	DESARROLLO DE LA ALTA VELOCIDAD A NIVEL MUNDIAL	32
2	2.2.1.	Los comienzos de la Alta Velocidad en Japón	33
2	2.2.2.	Los comienzos de la Alta Velocidad en Europa. Francia	38
2	2.2.3.	Alemania	44
2	2.2.4.	Italia	46
2	2.2.5.	Otros países europeos	47
2	2.2.6.	La alta velocidad en China	48
2	2.2.7.	La alta velocidad en Taiwán	53
2	2.2.8.	La alta velocidad en Corea	54
2	2.2.9.	La alta velocidad en América. Estados Unidos	57
2.3	. EL	DESARROLLO DE LA ALTA VELOCIDAD EN ESPAÑA	58
2	2.3.1.	Descripción de la red	58
2	2.3.2.	Condiciones de explotación	65
2	2.3.3. /elocid	Características del material rodante que circula por las líneas dad españolas	de alta 68
3. L VALE	.A SUI ENCIA	PERESTRUCTURA EN LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD EN MADR	ID - 72

3	3.1.	VÍA	SOBRE BALASTO	72
	3.1	.1.	El carril	75
	3.1.2.		Las traviesas	77
	3.1	.3.	Las sujeciones	78
	3.1	.4.	El balasto	81
3	3.2.	VÍA	EN PLACA RHEDA 2000	84
	3.2	.1.	Traviesa bibloque B355.3 PR U 60M	87
	3.2	.2.	Sujeción Vossloh IOARV 300-1	89
	3.2	.3.	Secciones tipo del Sistema Rheda 2000	91
	3.2	.4.	Proceso de montaje del Sistema Rheda 2000	94
3	3.3.	VÍA	EN PLACA AFTRAV	. 102
3	3.4.	TRA	VIESAS CON SUELA	. 106
3	8.5.	VÍA	EN PLACA OBB IN SITU	. 109
4.	INS	PEC	CIONES Y AUSCULTACIONES	. 114
Z	l.1.	CO	NTROL DEL ESTADO DE LA VÍA	. 114
2 [	1.2. DINÁ	ME <sup>-</sup> MICA	TODOLOGÍA DE MEDICIÓN DE LA CALIDAD GEOMÉTRICA Y A DE LA VÍA	. 115
	4.2	.1.	Inspecciones visuales, recorridos a pie y en cabina	. 115
	4.2	.2.	Auscultación geométrica. Parámetros de control	. 115
	4.2	.3.	Cuantificación de la calidad geométrica de la vía	. 119
	4.2	.4.	Auscultación dinámica	. 122
5.	MO	DEL	OS DINÁMICOS DEL BOGIE Y DE LA VÍA	. 124
5	5.1.	DIN	ÁMICA DE VÍA BÁSICA	. 124
5	5.2.	MO	DELO DE UNA MASA	. 124
	5.2	.1.	Vibraciones libres. Amortiguamiento nulo	. 125
	5.2	.2.	Vibraciones libres. Amortiguamiento no nulo	. 126
	5.2	.3.	Soluciones por la transformada de Fourier	. 127
5	5.3.	MO	DELO DE DOS MASAS	. 128
5	5.4.	MO	DELO DE TRES MASAS	. 130
5	5.5.	CA	RACTERÍSTICAS MECÁNICAS Y FRECUENCIAS DE VIBRACIÓN	. 131
	5.5	.1.	Frecuencia propia del eje montado (masa no suspendida)	. 133
	5.5 y ca	.2. aja	Frecuencias propias de las masas semi suspendidas y suspendidas, b	oogie . 136
5	5.6.	CO	MPORTAMIENTO DEL EJE MONTADO	. 138
	5.6	.1.	Modelo de una sola masa	. 138
	5.6	.2.	Modelo de una sola masa. Vibraciones forzadas	. 139

5.6.3.	Estudio de amplitudes	144
6. ESTAD	O DEL ARTE. ESTUDIOS DE LA ELASTICIDAD DE LA VÍA	146
6.1. CO	EFICIENTE DE BALASTO	147
6.2. MÓ	DULO DE LA VÍA	154
6.3. RIG	GIDEZ VERTICAL	157
7. INSTRU	JMENTACIÓN	178
7.1. MA	TERIAL MÓVIL	178
7.1.1.	Reseña histórica	179
7.1.2.	Principios tecnológicos de los trenes TALGO	
7.1.3.	TALGO 350. Serie 102- 112	
7.2. ME	TODOLOGÍA DE AUSCULTACIÓN Y TOMA DE DATOS	190
7.2.1.	Características y especificaciones de los acelerómetros	
7.2.2.	Instalación de los aparatos de medida	196
7.3. DO	CUMENTACIÓN	
8. DESCR Y TOMA DE	IPCIÓN DE LA METODOLOGÍA EMPLEADA PARA LA AUSCU DATOS	JLTACIÓN 212
8.1. CR	ITERIOS DE ELECCIÓN DE LAS ZONAS DE ESTUDIO	212
8.1.1. Valenci	Línea de Alta Velocidad Madrid- Castilla la Mancha- ana- Región de Murcia	Comunidad 212
8.1.2.	Criterios de selección de las zonas de estudio	219
8.1.3.	Descripción de las principales zonas estudiadas	235
8.2. FRI VERTICA	ECUENCIAS QUE APARECEN EN UNA SEÑAL DE ACELERA LES EN CAJA DE GRASA	CIONES 245
8.2.1.	Frecuencias de paso por las traviesas	245
8.2.2.	Frecuencia propia del eje montado (masa no suspendida)	248
8.2.3.	Frecuencias propias de bogie y caja (masas suspendidas)	249
8.2.4.	Frecuencia de posibles defectos de rueda	249
8.2.5.	Frecuencias debidas al desgaste ondulatorio	250
8.2.6.	Frecuencias debidas a soldaduras de vía	251
8.2.7.	Frecuencias debidas a desvíos y otros defectos de vía	251
8.3. EL	FILTRADO DE LA SEÑAL	252
8.4. EL	ANÁLISIS DE FOURIER	256
8.4.1.	Series de Fourier	257
8.4.2.	La transformada discreta de Fourier	
8.4.3.	La transformada rápida de Fourier	
8.5. AN	ÁLISIS DE FRECUENCIAS	261

8.5.1.		Teorema de muestreo. Intervalo de Nyquist	. 261
8	3.5.2.	Fenómeno de aliasing o solapamiento de frecuencias	. 263
8.6	. ESI	FUERZOS VERTICALES SOBRE LA VÍA	. 264
8	3.6.1.	Cargas estáticas sobre la vía	. 264
8	3.6.2.	Cargas dinámicas sobre la vía	. 264
8	3.6.3.	Magnitud de la masa no suspendida	. 274
8	3.6.4.	Esfuerzos verticales sobre la vía	. 277
8.7 TR	. DE: ATAMI	SCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA EMPLEADA PARA EL ENTO Y ANÁLISIS DE LOS DATOS OBTENIDOS	. 279
8	8.7.1.	Fases de análisis	. 280
8	8.7.2.	Rigidez global de la vía	. 281
8	8.7.3.	Análisis de frecuencias de vibración de las masas no suspendidas	. 285
8	3.7.4.	Rigidez de cada uno de los elementos de la superestructura	. 288
8.8	. AN	ALISIS CON LABVIEW	. 307
8	3.8.1.	Entorno de trabajo en Labview	. 307
8	3.8.2.	Interfaz con el usuario	. 310
8.9	. LA	TRANSFORMADA DE WAVELET	. 312
8	3.9.1.	Breve reseña histórica	. 312
8	8.9.2.	La transformada Wavelet	. 313
8	8.9.3.	Familias de Wavelet	. 313
8	3.9.4.	Aplicación de las funciones Wavelet al estudio	. 317
8	8.9.5.	Filtrado de la señal para el análisis con Wavelet	. 320
8	3.9.6.	Lección magistral profesor Puy Huarte	. 324
9. F	RESUL	TADOS OBTENIDOS EN LA AUSCULTACIÓN DINÁMICA	. 342
9.1	. OB	RAS DE TIERRA. TERRAPLENES	. 342
g	).1.1.	Terraplén 17	. 342
g	9.1.2.	Terraplén 22	. 344
g	9.1.3.	Terraplén 32	. 351
g	9.1.4.	Terraplén 44	. 360
g	9.1.5.	Terraplén 59	. 368
ç	9.1.6.	Terraplén 66	. 374
g	9.1.7.	Terraplén 80	. 380
g	9.1.8.	Terraplén 96	. 384
g	9.1.9.	Terraplén 125	. 388
g	9.1.10.	Terraplén 149	. 392

9.1.11.	Terraplén 155	397
9.1.12.	Terraplén 173	400
9.1.13.	Terraplén 192	404
9.1.14.	Terraplén 255	410
9.2. TÚI	NELES	415
9.2.1.	Túnel de Horcajada	415
9.2.2.	Túnel de la Cabreja	420
9.2.3.	Túnel de Buñol	425
9.2.4.	Túnel de la Cabrera	429
9.2.5.	Túnel del Bosque	436
9.2.6.	Túnel de Hoya de la Roda	442
9.2.7.	Túnel de la Loma del Carrascal	444
9.2.8.	Túnel de Umbría de los Molinos	450
9.2.9.	Túnel de Villagordo del Cabriel	453
9.2.10.	Túnel de Torrent	457
9.3. VIA	DUCTOS	463
9.3.1.	Viaducto sobre el río Turia	463
10. ANÁLIS	SIS DE RESULTADOS	474
10.1. FRI	ECUENCIAS DOMINANTES OBRAS DE TIERRAS. TERRAPLEN	ES474
10.1.1.	Terraplén 17	474
10.1.2.	Terraplén 22	476
10.1.3.	Terraplén 32	478
10.1.4.	Terraplén 44	481
10.1.5.	Terraplén 59	483
10.1.6.	Terraplén 66	485
10.1.7.	Terraplén 80	487
10.1.8.	Terraplén 96	489
10.1.9.	Terraplén 125	491
10.1.10	). Terraplén 149	493
10.1.11	. Terraplén 155	495
10.1.12	2. Terraplén 173	497
10.1.13	. Terraplén 192	499
10.1.14	. Terraplén 255	501
10.2. FRI	ECUENCIAS DOMINANTES TÚNELES	503
10.2.1.	Túnel de Horcajada	503

## **AGRADECIMIENTOS**

Quería en este espacio agradecer a todas las personas y organismos que de un modo u otro habéis participado en la realización de esta tesis y me habéis echado una mano para conseguir este reto que empecé ya hace unos años. Afortunadamente no he estado sola y me habéis apoyado, sobre todo en esos momentos donde las cosas no estaban saliendo como esperaba y sentía como todo el esfuerzo no iba a servir para nada. Espero no dejarme a nadie en el tintero y si así fuera, mil disculpas, todos sabéis, incluso del que me pueda olvidar, que estaré eternamente agradecida. En primer lugar me gustaría agradecer al profesor Manuel Melis por haber dispuesto a mi alcance los medios de la Cátedra para sacar adelante esta tesis doctoral, pero sobre todo por su valioso tiempo y su dedicación. Su conocimiento en esta materia así como su orientación han sido fundamentales a la hora de elaborar este trabajo. He intentado reflejar en él, aparte de los resultados obtenidos, el sentido de la responsabilidad académica que me has transmitido así como la pasión por el ferrocarril que ambos compartimos.

Quería agradecer a mi director de tesis Ricardo Insa, cuya colaboración ha sido esencial, tanto en esta tesis doctoral, como en la divulgación científica de la misma, gracias. Igualmente a mi codirector de tesis, Vicente Cuellar, por ayudarme en contrastar todos los resultados obtenidos en este trabajo y gracias también por tu amabilidad. Gracias a Renfe Operadora, que en el Convenio suscrito por la Cátedra, permite que estudiantes como yo nos adentremos en el conocimiento del ferrocarril. Rafa, gracias también a ti, por tu tiempo y tu paciencia. Nos hemos conocido en este trabajo y eso me ha permitido aprender mucho junto a ti pero sobre todo tú ejemplo a la hora de trabajar. Gracias por apoyarme y animarme en tantos momentos y gracias por ensañarme tanto, sin ti, este trabajo no hubiera podido salir adelante.

Ha sido un privilegio contar con las lecciones magistrales del profesor Puy. Hace unos años, como profesor en las asignaturas de cálculo numérico y ahora profesor cercano para resolver los misterios de las ondas wavelet. Muchas gracias por compartir tu tiempo y tus conocimientos y sobre todo por tu trato cercano y personal. En la Escuela, quisiera agradecer su colaboración al profesor Valiente, al profesor Albajar y a los compañeros del departamento de Puertos. Gracias por vuestra colaboración. Y también a mis compañeros durante unos años de la Cátedra de Ferrocarriles que de un modo u otro siempre me habéis ayudado y sobre todo a ti Pepe, gracias por compartir tu conocimiento, por tu ánimo constante y gracias por apoyarme en tantos momentos a lo largo de todo el proceso. Fuera de la Escuela quisiera agradecer la colaboración fundamental de Moisés Gilaberte y Cecilio Hernández. Gracias por el interés mostrado en este trabajo y por el siempre interesante contraste de investigaciones y sobre todo, gracias por vuestro tiempo.

A mi familia, que espero que con este trabajo, estén un poquito más orgullosos de mí. A mis padres y hermanos, que me brindaron su apoyo incondicional desde el primer día de mi formación y me han ayudado durante toda mi vida, y sobre todo a ti Luis, fuente inagotable de paciencia y a mis pequeños, a Luis, a Pablo Nicolás y a Almudena, que sois mis soles cada día. A vosotros como esposa y madre, mil perdones, pues habéis llevado el peso pesado de tantas horas de ausencia. Esta tesis es también vuestra en parte y os la dedico con todo el cariño. A todos os quiero agradecer vuestra ayuda, apoyo y comprensión que me ha hecho más fácil conseguir terminar esta tesis.

## RESUMEN

El sector ferroviario ha experimentado en los últimos años un empuje espectacular acaparando las mayores inversiones en construcción de nuevas líneas de alta velocidad. Junto a esta inversión inicial no se debe perder de vista el coste de mantenimiento y gestión de las mismas y para ello es necesario avanzar en el conocimiento de los fenómenos de interacción de la vía y el material móvil.

En los nuevos trazados ferroviarios, que hacen del ferrocarril un modo de transporte competitivo, se produce un notable aumento en la velocidad directamente relacionado con la disminución de los tiempos de viaje, provocando por ello elevados esfuerzos dinámicos, lo que exige una elevada calidad de vía para evitar el rápido deterioro de la infraestructura. Resulta primordial controlar y minimizar los costes de mantenimiento que vienen generados por las operaciones de conservación de los parámetros de calidad y seguridad de la vía férrea. Para reducir las cargas dinámicas que actúan sobre la vía deteriorando el estado de la misma, debido a este aumento progresivo de las velocidades, es necesario reducir la rigidez vertical de la vía, pero igualmente este aumento de velocidades hace necesarias elevadas resistencias del emparrillado de vía y mejoras en las plataformas, por lo que es necesario buscar este punto de equilibrio en la elasticidad de la vía y sus componentes. Se analizan las aceleraciones verticales medidas en caja de grasa, identificando la rigidez vertical de la vía a partir de las frecuencias de vibración vertical de las masas no suspendidas, correlacionándola con la infraestructura. Estas aceleraciones verticales se desprenden de dos campañas de medidas llevadas a cabo en la zona de estudio.

En estas campañas se colocaron varios acelerómetros en caja de grasa obteniendo un registro de aceleraciones verticales a partir de las cuales se ha obteniendo la variación de la rigidez de vía de unas zonas a otras. Se analiza la rigidez de la vía correlacionándola con las distintas tipologías de vía y viendo la variación del valor de la rigidez a lo largo del trazado ferroviario. Estos cambios se manifiestan cuando se producen cambios en la infraestructura, de obras de tierra a obras de fábrica, ya sean viaductos o túneles.

El objeto principal de este trabajo es profundizar en estos cambios de rigidez vertical que se producen, analizando su origen y las causas que los provocan, modelizando el comportamiento de los mismos, para desarrollar metodologías de análisis en cuanto al diseño de la infraestructura. Igualmente se analizan los elementos integrantes de la misma, ahondando en las características intrínsecas de la rigidez vertical global y la rigidez de cada uno de los elementos constituyentes de la sección tipo ferroviaria, en cada una de las secciones características del tramo en estudio. Se determina en este trabajo si se produce y en qué medida, variación longitudinal de la rigidez de vía en el tramo estudiado, en cada una de las secciones características de sección seconda de tierra y obra de fábrica seleccionadas analizando las tendencias de estos cambios y su homogeneidad a lo largo del trazado.

Se establece así una nueva metodología para la determinación de la rigidez vertical de la vía a partir de las mediciones de aceleraciones verticales en caja de grasa así como el desarrollo de una aplicación en el entorno de Labview para el análisis de los registros obtenidos.

## ABSTRACT

The rail sector has experienced in recent years a quantum leap, monopolizing the largest investments in building new high-speed lines. Along with this, initial investment should not lose sight of the cost of maintaining and managing them and this requires advance knowledge of the phenomena of interaction of track and rolling stock vehicles.

In the new railway lines that make of the railway a competitive mode of transport, there is a significant increase in speed directly related to the decrease in travel time, so that extent causes high dynamic forces.

So, it requires a high quality way to avoid rapid deterioration of infrastructure. It is essential to control and minimize maintenance costs which are generated by maintenance operations of quality and safety parameters of the railway. To reduce the dynamic loads acting on the railroad track causing deterioration of the same, due to this gradual increase in speed, it is necessary to reduce the vertical stiffness of the track, but equally this increase requires high resistant of the railroad track and improvements of the railroad platforms, so it is necessary find the balance point in the elasticity of the track and its components.

Vertical accelerations that are measured in axle box are analyzed, identifying the vertical stiffness of the railroad track obtained from the vertical vibration frequency of the unsprung masses, correlating with the infrastructure. These vertical accelerations are the result of two measurement campaigns carried out in the study area with the placement of several accelerometers located in the axle box.

From these vertical accelerations is obtained the variation of the vertical stiffness from one area to another. We analyze the track stiffness correlating with the different types of road and seeing the change in value of the stiffness along the railway line. These changes are manifested when changes in infrastructure, earthworks to factory work, whether viaducts or tunnels .The main purpose of this paper is to examine these vertical stiffness changes occur, analyzing its origins and underlying causes, modelling the behaviour of the same, develop analytical methodologies for the design of infrastructure.

Also discusses the constituent elements thereof, delving into the intrinsic global vertical stiffness and rigidity of each of the constituent elements of the rail type section in each of the sections studied stretch characteristics Is determined in this study if it occurs and to what extent, the longitudinal variation in the stiffness of track section studied in each of the sections earthwork features and masonry selected analyze trends of these changes and homogeneity along the path.

This establishes a new method for determining the vertical stiffness of the road from the vertical accelerations measured on axle box as well as an application developed in LabView environment for analyzing the récordings obtained.

## 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1. CONCEPTOS BÁSICOS Y ÁMBITO DE ESTUDIO

Si se analizan los presupuestos de inversiones en infraestructuras de los últimos años, las mayores inversiones fueron para desarrollo de proyectos ferroviarios.

En España esta cifra alcanzó el 60% de la inversión del Ministerio de Fomento en el año 2011 con una inversión en el sector ferroviario durante ese mismo año que ascendió a 8.890 M€. En el año 2012 la inversión ascendió a 6.043 M€, lo que representa un 50,7% de la inversión total del Grupo Fomento. En el año 2013, el ferrocarril es el sector con más recursos en inversiones, con 4.705 M€, lo que supone un 47% de la inversión total del Grupo Fomento. En el año 2014 sigue siendo prioritaria la inversión en los ferrocarriles con un 51% del total, invirtiendo 4.576 M€. En el año 2015 sube de forma generalizada el presupuesto previsto en infraestructuras del Ministerio de Fomento, con una subida en la inversión hasta los 5.199 M€, donde un 54% de la inversión total es la inversión destinada a los ferrocarriles.

A este hecho inicial se une la necesidad de controlar, por parte de los gestores ferroviarios, la evolución de los costes de mantenimiento de la calidad geométrica de la vía.

El nuevo mapa de corredores ferroviarios transeuropeo aprobado por la UE en octubre de 2011, mostrado en la figura 1.1, confirma el gran empuje que la sociedad moderna desea otorgar al transporte ferroviario. Ello condicionará para la próxima década un importante desarrollo de las infraestructuras ferroviarias, lo que va a generar una creciente demanda de expertos con los que sea posible llevar a cabo los distintos proyectos, tanto a nivel nacional como internacional, en donde España ya es un referente en esta materia, como por ejemplo en Arabia Saudí, Turquía, Estados Unidos o Sudamérica.



Figura 1-1. Mapa de Corredores Europeos Ferroviarios.

Junto a esta inversión inicial en el desarrollo de las infraestructuras ferroviarias, no se debe perder de vista el coste de mantenimiento y gestión de las mismas y para ello es necesario avanzar en el conocimiento de los fenómenos de interacción de la vía y el material móvil.

El crecimiento de la participación del transporte ferroviario respecto a otros medios se ha producido de forma sostenida durante los últimos años, fundamentalmente porque

se ha hecho posible atender varios objetivos de notable importancia para atraer al posible usuario, gracias a la aplicación de nuevas técnicas en muy diversas áreas.

Se han mejorado considerablemente las comunicaciones, a través de nuevos sistemas de señalización ferroviaria, con la aparición en los años ochenta de sistemas como LZB (en alemán Linienzugbeeinflussung, es decir, influencia lineal en el tren) y sobre todo la apuesta de Europa por el sistema ERTMS (en inglés European Rail Traffic Management System, es decir, sistema europeo de gestión de tráfico ferroviario). El sistema ERTMS está en periodo de mejora e implantación en toda Europa, para garantizar la interoperabilidad entre las distintas redes ferroviarias de los distintos países, pero ha tenido un fuerte impacto en el aumento de la seguridad y capacidad de circulación de trenes en las redes ferroviarias.

Igualmente se potencia el transporte ferroviario de forma eficaz con el desarrollo de materiales innovadores, empleados en la construcción del material motor y móvil, así como nuevos diseños en la concepción del conjunto elástico ruedas- suspensiones-caja.

Todo ello está permitiendo un notable aumento en la velocidad teórica alcanzable por las circulaciones ferroviarias, que han reducido los tiempos de viaje a destino, así como el aumento de la capacidad de ocupación por superficie de los trenes y la mejora en el confort del viaje directamente percibida por el usuario.

Este aumento de la velocidad, directamente relacionado con la disminución de los tiempos de viaje, ha permitido "resucitar" al ferrocarril, que entra en competencia con el avión, como medio de transporte, para medias y largas distancias y le ha colocado incluso en el papel dinamizador de muchas de las economías europeas y mundiales, como símbolo de progreso y avance tecnológico.

Se ha originado así un nuevo escenario, con el progresivo aumento de uso del ferrocarril de alta velocidad con el que las administraciones ferroviarias buscan ofrecer tiempos de viaje atractivos para el usuario.

Esto supone aumentar las velocidades comerciales a medida que aumenta la longitud de los corredores estudiados, sin que esta reducción de los tiempos de viaje deba producir un aumento de los costes de explotación y mantenimiento, que originen un sistema de transporte deficitario y de escasa rentabilidad económica para los países que apuestan por la alta velocidad.

Hay que tener en cuenta que la interacción vía- vehículo, con el progresivo aumento de las velocidades, provocan elevados esfuerzos dinámicos ya desde la construcción, lo que exige una elevada calidad de vía para evitar el rápido deterioro de la infraestructura.

Hay que considerar también que cuanto mayor sea la calidad inicial de la vía en su construcción, menores serán los costes de mantenimiento.

Resulta primordial controlar y minimizar los costes de mantenimiento que vienen generados por las operaciones de conservación necesarias para el mantenimiento de los parámetros de calidad y seguridad de la vía férrea, debido al deterioro que el repetido paso de circulaciones provocan en la calidad de la vía, sobre todo con el aumento progresivo de las velocidades, dado que aumentan las solicitaciones dinámicas sobre la vía.

Se plantea en esta tesis, la necesidad de adoptar medidas que garanticen la elasticidad de la superestructura ferroviaria para una mejor respuesta de la interacción vía-vehículo en las líneas de alta velocidad. Se analizan las aceleraciones verticales medidas en caja de grasa, identificando la rigidez vertical de la vía a partir de las frecuencias de vibración vertical de las masas no suspendidas, correlacionándola con la infraestructura.

Las medidas de aceleraciones en caja de grasa utilizadas en este trabajo son las obtenidas bajo el Convenio de Colaboración entre Renfe Operadora y la Universidad Politécnica de Madrid, protegidos por una cláusula de confidencialidad excepto el uso de estas medidas con fines académicos y de investigación, como la presente tesis.

También se estudia en profundidad la evolución de los métodos aplicados a la inspección y auscultación de la infraestructura, con la valoración de la inclusión de nuevos elementos de control aportados por la auscultación dinámica de la vía y la posibilidad de encontrar nuevos parámetros de control, de una manera más ágil, minimizado las posibles perturbaciones sobre el tráfico por trabajos de mantenimiento, y por tanto aumentando el tiempo útil de disponibilidad de dichas infraestructuras.

Para controlar los costes de explotación, hay que estudiar nuevos parámetros de control, para que se pueda aumentar la velocidad de las circulaciones, sin que aumente el deterioro de la vía férrea.

Ya en los años setenta surgieron estudios que investigaban cómo conseguir un aumento de la velocidad de la circulación sin aumentar excesivamente los esfuerzos sobre la vía que provocarían el deterioro rápido de la misma. Se concluye en estos estudios que resulta primordial actuar tanto sobre el material móvil, reduciendo el valor de las masas suspendidas, como actuar sobre la superestructura y la rigidez vertical de la vía. Se plantean valores óptimos de rigidez vertical de la vía, como más favorables así como la necesidad de no incrementar en exceso la resistencia vertical de la vía.

Los ferrocarriles británicos por ejemplo, estudiaron la influencia que las juntas generaban sobre los esfuerzos dinámicos sobre la vía (Jenkins, 1974). En estas investigaciones comprobaron la necesidad de reducir la rigidez vertical y la masa no suspendida del material móvil.

Hay investigaciones que proponen un valor de rigidez óptima de la vía, pero no solo incide este valor de la rigidez vertical de la vía, sino también su variación longitudinal al pasar el tren de una sección a la siguiente, esto es, la variación del valor de la rigidez a lo largo del trayecto ferroviario.

El cambio del valor de la rigidez produce un aumento de las sobrecargas dinámicas, lo que provoca en paralelo un aumento de la interacción de la vía y el material móvil, aumentando progresivamente las solicitaciones sobre la superestructura y la infraestructura.

Estos cambios de rigidez vertical en la vía se manifiestan cuando se producen cambios en la infraestructura, de obras de tierra a obras de fábrica, ya sean viaductos o túneles y vienen incrementados, como es lógico, con el aumento progresivo de la velocidad en las circulaciones ferroviarias de los últimos años.

#### 1.2. OBJETIVOS

En el diseño de las vías férreas, para salvar los valles y las montañas, se hace necesaria la introducción de elementos de plataforma como puentes o túneles. Esto provoca un cambio en la rigidez vertical de la vía. A lo largo del tiempo, como consecuencia del tráfico ferroviario, se desarrollarán asientos diferenciales entre secciones transversales contiguas, apareciendo en estos puntos con bastante probabilidad un bache.

Para atenuar estos cambios y provocar una graduación longitudinal de la rigidez vertical de la vía, se diseñan las cuñas de transición, entre las obras de tierra y las estructuras.

Estas cuñas de transición se estudian en la bibliografía técnica y se diseñan cada vez con mayor detalle, pero estos cambios de rigidez vertical influyen en la calidad de la vía, y que repercuten también por ello, en los costes de mantenimiento, tanto de la infraestructura, como de la superestructura.

El objeto principal de este trabajo es profundizar en estos cambios de rigidez vertical que se producen, analizando su origen y las causas que los provocan, modelizando el comportamiento de los mismos, para desarrollar metodologías de análisis en cuanto al diseño de la infraestructura. Igualmente se analizan los elementos integrantes de la misma, ahondando en las características intrínsecas de la rigidez vertical global y la rigidez de cada uno de los elementos constituyentes de la sección tipo ferroviaria, en cada una de las secciones características del tramo en estudio.

Pretende este trabajo determinar si se produce y en qué medida, variación longitudinal de la rigidez de vía en el tramo estudiado, en cada una de las secciones características de obra de tierra y obra de fábrica seleccionadas y analizar las tendencias de estos cambios y su homogeneidad a lo largo del trazado.

El objetivo principal de la tesis es por tanto la identificación de la rigidez global de la vía a partir de las frecuencias de vibración vertical de las masas no suspendidas del tren que circula sobre ella y su correlación con la infraestructura.

Relacionando los resultados obtenidos, se podrá realizar un diagnóstico de los diseños actuales de la infraestructura ferroviaria, así como sus posibilidades de mejora.

Partiendo de estas premisas iniciales, la elección del diseño o modelo de superestructura ferroviaria debe buscar el valor óptimo frente al comportamiento de cargas dinámicas producidas por las masas suspendidas y no suspendidas de los vehículos.

Igualmente se podrá aportar información adicional preliminar para las labores de mantenimiento de la infraestructura, incluyendo además la atención hacia algunas de las particularidades propias de las redes ferroviarias de alta velocidad española. La auscultación dinámica de la vía se convierte, junto con los programas de tratamiento de datos a bordo, en una herramienta imprescindible de predicción.

Se pretende incluir un nuevo elemento de debate para la definición de los elementos constitutivos de la vía, incluyendo para esta definición de la superestructura opciones y variantes, que conjuguen los elementos de seguridad ya mencionados, pero también los parámetros de confort.

El diseño de la superestructura influye en la forma en que se transmiten las fuerzas dinámicas de contacto entre la rueda y el carril hacia las capas inferiores de la plataforma.

Estos objetivos generales descritos pueden concretarse en los siguientes objetivos parciales:

- Analizar en profundidad la vía de alta velocidad montada en el tramo estudiado, tanto su diseño como su funcionalidad. Se describen de manera detallada las principales características de cada sistema y su funcionamiento real.
- Conocer el desarrollo y características de las redes de Alta Velocidad, tanto a nivel nacional, como a nivel europeo y a nivel mundial.
- Describir el tramo en estudio, en este caso, la línea de alta velocidad entre Madrid y Valencia.
- Estudiar los medios de control utilizados en el mantenimiento de infraestructuras ferroviarias.
- Identificar las cargas que actúan sobre la infraestructura.
- Conocer las características y especificaciones del sistema de auscultación en el que se basan las medidas desarrolladas en este trabajo.
- Conocer y exponer el nivel de desarrollo conseguido hasta el momento actual, sobre los estudios de elasticidad de la vía férrea.
- Analizar los cambios de rigidez vertical de la vía, en su paso por las distintas obras de fábrica y obras de tierras, identificando los saltos y sus magnitudes en los cambios que se producen en los cambios de vía sobre balasto en terraplenes y vía en placa en viaductos y túneles.
- Determinar la rigidez global de la vía con carril así como la variación de la misma en función de la sección del recorrido.

- Obtener conclusiones respecto a los valores de variación de la rigidez vertical de la vía, a lo largo de la infraestructura ferroviaria, en el sentido longitudinal de la misma.
- Proponer futuras líneas de investigación, en relación con las conclusiones previas de este trabajo.

## 1.3. METODOLOGÍA Y FASES DE LA INVESTIGACIÓN

Para el desarrollo de la presente tesis doctoral se parte del análisis de la información que se obtiene mediante los sistemas de auscultación dinámica, midiendo las aceleraciones verticales en caja de grasa, obtenidas mediante acelerómetros colocados en cada uno de los dos rodales del vehículo instrumentado.



Figura 1-2. Caja de grasa instrumentada

Al ser la caja de grasa el elemento de enlace entre el eje del vehículo y la suspensión primaria, aquí se transmiten todos los esfuerzos tanto al eje, como al bogie, como a la caja de viajeros. Se denomina caja de grasa, porque en los inicios del ferrocarril, era un receptáculo que contenía el lubricante de engrase y envolvía al cojinete de fricción. Actualmente como puede verse en la fotografía de la figura 1.2., es un receptáculo de una sola pieza que contiene los rodamientos.

A partir de estos datos se obtiene una visión general de la relación existente entre la infraestructura y las aceleraciones verticales transmitidas tanto a los coches como a los pasajeros.

En la segunda fase se plantea una metodología para la caracterización de la infraestructura, con la posibilidad de fijar los parámetros de control necesarios, para el mantenimiento de la vía en condiciones óptimas de seguridad para el tráfico ferroviario y confort para los pasajeros, evaluando la variación de la rigidez vertical de la vía en el sentido longitudinal de la misma.

Esta ha sido la fase más amplia, con sucesivas correcciones de la metodología.

El estudio se completa con el análisis entre otros de los siguientes factores que se enumeran a continuación, para alcanzar los objetivos citados y profundizar en los aspectos importantes:

• Revisión de la bibliografía e información existente sobre los planes de desarrollo ferroviario en los últimos años en España.

- Revisión de la bibliografía e información existente sobre el desarrollo de las redes de Alta Velocidad a nivel mundial y particularmente en España.
- Descripción del caso de estudio mediante la exposición de los distintos tipos de superestructura y particularidades de la línea de alta velocidad Madrid-Valencia.
- Revisión de la bibliografía e información existente sobre las metodologías de auscultación geométrica y dinámica de la vía.
- Desarrollo del estado del arte en los estudios de elasticidad de la vía.
- Definición de los modelos dinámicos del eje y de la vía a emplear en la metodología propuesta.
- Desarrollo de una herramienta informática adecuada para los objetivos y metodología propuesta.
- Aplicación de la metodología propuesta a los casos de estudio.
- Análisis y contraste de resultados.
- Conclusiones y propuesta de futuras líneas de investigación.

#### **1.4. JUSTIFICACIÓN DE ESTA TESIS**

Para poder justificar el esfuerzo económico que supone la enorme inversión que va ligada a la construcción de una nueva línea de alta velocidad para un país, hay que potenciar la rentabilidad de la misma.

Para conseguir que una línea de alta velocidad sea rentable es fundamental conseguir un equilibrio entre la capacidad de la línea, la velocidad del viaje y el confort del pasajero, parámetros todos ellos dirigidos a la mejora de la calidad y el tiempo de viaje. Junto a todos estos factores que sin duda hacen de una línea de alta velocidad un medio de transporte activo, deben unirse la contención de los gastos de gestión y mantenimiento.

En los últimos años se ven incrementados los tramos de superestructura, en los que se ha decidido implementar un sistema de vía en placa, debido al aumento de las velocidades comerciales del material móvil y al aumento de las cargas por eje. El tradicional punto de conflicto que supone la transición de vía sobre balasto a vía en placa se está generalizando y aumentan los puntos de interés, pues, sigue siendo una zona de transición crítica.

En este trabajo se pretende ahondar en estos diseños, explicando cuáles son los principales elementos constituyentes de cada uno de los sistemas y analizar en profundidad las medidas de auscultación realizadas, como primera aproximación al problema.

La velocidad comercial del sistema ferroviario no ha parado de aumentar desde las primeras líneas que se abrieron en Japón en el año 1964. Esto implica la necesidad de que el diseño de las vías ferroviarias esté en constante evolución, pues las necesidades, tanto técnicas como económicas son igualmente crecientes.

Los cambios de la rigidez vertical de la vía, aumentan las solicitaciones dinámicas, y por tanto aumenta la interacción vía- vehículo. Aumentan así progresivamente los gastos de mantenimiento, por lo que investigar y aportar algo de luz al estudio de los cambios de rigidez vertical, está más que justificado. En este contexto se pretender reflexionar sobre los cambios de rigidez vertical de la vía.

La expresión facilitada por Prud'homme en 1970, demostró la necesidad de fijar un valor bajo de la rigidez vertical de la vía, así como limitar las masas no suspendidas, evitando así las sobrecargas dinámicas, que aceleren el deterioro de la vía. El autor realizó en el estudio algunas simplificaciones, dado el elevado grado de complejidad en el estudio de la interacción vía- vehículo, esto es, separó los movimientos verticales de los horizontales, suponiendo que las uniones son elásticas y los amortiguamientos de tipo viscoso.

$$\sigma(\Delta Q_{NS}) = 0.042bv \sqrt{\frac{M_{nS}\rho}{10}}$$
(1.4.1.)

Siendo:

 $\sigma(\Delta Q_{NS})$  = Desviación típica de las sobrecargas dinámicas debidas a las masas no suspendidas del material

V= Velocidad de circulación (km/h)

Mns= Masa no suspendida del vehículo/coche (t)

b= Desnivelación máxima medida con cuerda de 3 metros

þ= Rigidez vertical de la vía (KN/mm)

La rigidez vertical de la vía está pues íntimamente relacionada con la respuesta de la vía ante las cargas dinámicas e incide notablemente en el mecanismo de deterioro de la misma y mucho más aún, su variación en el tiempo, con la amplificación consecuente de las sobrecargas dinámicas, justificando así la necesidad de la optimización de los valores de rigidez vertical de la vía para una infraestructura ferroviaria.

Se justifica igualmente esta tesis para valorar la elección del sistema elástico para la superestructura con balasto y la superestructura de vía en placa, estudiando los valores aportados por la auscultación dinámica y buscando el valor óptimo, que innumerable bibliografía ha estudiado a lo largo de estos años de alta velocidad en España. Este valor debe permanecer siempre homogéneo a lo largo de todo el recorrido, en función de la respuesta real de las señales digitales dadas por la auscultación dinámica de la vía.

Se analiza la respuesta dinámica del sistema ferroviario en función de cada uno de los elementos constituyentes de cada prototipo de vía y en función de la respuesta global del conjunto, posibilitando así la optimización de los valores de dimensionamiento y diseño de superestructura que busquen una vía con una respuesta dinámica a las cargas por eje homogénea, ya sea una respuesta con una vía más elástica o una respuesta de baja elasticidad, pero siempre homogénea a lo largo de todo el trazado.

Desde el comienzo de la Alta Velocidad en el mundo, con la puesta en servicio en Japón de la línea Tokaido- Shinkansen en 1964, o en España con la línea de Alta Velocidad Madrid- Sevilla en el 1992, se han realizado innumerables estudios, ensayos y experiencias que validaran las distintas tipologías de alta velocidad que cada ente gestor de la infraestructura iba desarrollando, siempre con el objeto de asegurar la resistencia de la vía frente a los esfuerzos a los que se ve sometida, tanto longitudinales (esfuerzos térmicos y de frenado), como transversales y verticales (debidos a las cargas por eje y a las irregularidades de la vía y del material rodante).

Sin duda Japón es el referente a nivel mundial desde la construcción de la línea denominada "Tokaido Shinkansen" con una longitud de la línea de 515 kilómetros recorrida a una velocidad de 210 km/h.

Esta primera línea de alta velocidad se construye sobre balasto en su totalidad, pero la segunda línea en entrar en servicio, la línea "Sanyo Shinkansen", debido a la diferente orografía y a los problemas que habían tenido en el mantenimiento de la vía en las obras de tierra en general y en las cuñas de transición en particular, se optó por el diseño de vía en placa.

En ésta línea existen túneles de gran longitud de tal forma que el 50% de la línea discurre en túnel y el 38% de la línea discurre sobre estructuras. A partir de este momento, todas las líneas de alta velocidad se construyen con el sistema Shinkansen, pues como las propias autoridades japonesas contaron en el seminario organizado por la Cátedra de

Ferrocarriles de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid, se reducen considerablemente los costes de mantenimiento, entre la vía sobre balasto y la vía en placa en el entorno de 1/4.

Aquí en España la configuración de vía elegida para la Alta Velocidad ha evolucionado a lo largo de sus veinte años de historia. Vemos algunos de los principales aspectos de cada configuración en detalle.

En la línea Madrid- Sevilla, se eligió:

- Carril UIC60.
- Traviesa de hormigón monobloque espaciada 60 cm, de unos 300 kg. de peso y 2,60 metros de longitud (figura 1.3.).
- Sujeción Vossloh.
- Espesor de balasto de 30 centímetros.
- Placa de asiento de 6 mm de espesor de material EVA de elevada rigidez, esto es 400-500 KN/mm.



Figura 1-3. Traviesa monobloque UIC60. Fuente: NRV3131

En la línea de alta velocidad Madrid- Barcelona, se optó por cambiar el diseño para la superestructura de vía sobre balasto, introduciendo una placa de asiento de 7 milímetros de espesor con una rigidez de 100KN/mm.

Según Puebla (1999) esta decisión estaba basada en que este nuevo diseño une las ventajas de los sistemas elásticos, que aumentan el amortiguamiento de los impactos a las caras inferiores de la vía, como el balasto y la traviesa, disminuyendo los costes de mantenimiento y aumentando los estándares de calidad y confort para el pasajero.

Para la línea de alta velocidad Madrid- Valencia se ha mantenido el diseño de la placa de asiento.

En Europa también se encuentran distintos diseños de superestructura. Según Puebla (1999), la SNCF con tráfico exclusivo de viajeros, está dotada de carril UIC-60, traviesa bibloque de hormigón espaciada 60 cm, sujeción Nabla y 35 centímetros de balasto. La placa de asiento elegida en este diseño de superestructura por los ferrocarriles franceses es una placa de asiento de 9 milímetros de espesor, de caucho sintético con una rigidez de 100 KN/mm.

Sin embargo la DB, se caracteriza por montar vías más elásticas, para sus líneas de tráfico mixto de circulación hasta los 250 Km/h, donde el diseño de la superestructura ferroviaria está compuesto por carril UIC60, traviesa pesada de 400 kilogramos de hormigón monobloque, sujeción Vossloh IOARV y un espesor de 40 centímetros de balasto. Los ferrocarriles alemanes, en este caso incorporan elementos elásticos entre el carril y la traviesa con una rigidez de 25 a 46 KN/mm y de unos 10 milímetros de espesor.

## 2. LAS REDES FERROVIARIAS DE ALTA VELOCIDAD

#### 2.1. PLANES DE DESARROLLO EN INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS EN ESPAÑA

Las políticas de los distintos gobiernos españoles siempre han tenido en cuenta que el transporte por ferrocarril se trata de un modo de transporte esencial en la sociedad española actual, seguro y con escasa incidencia sobre el medio ambiente y el consumo energético. Se trata además de un elemento vertebrador del país y un instrumento para mejorar la calidad de vida de los ciudadanos, lo cual hace necesario una constante revisión de los planes que lo definen.

Se ha pretendido con distintos planes y políticas de actuación potenciarlo, favoreciendo su desarrollo y atribuyéndole una misión de mayor entidad en la sociedad y en la actividad económica española.

Tradicionalmente, la explotación del ferrocarril ha abarcado la de la infraestructura y la de los servicios de transporte ferroviario. Tradicionalmente se ha regido por la Ley 16/1987, de 30 de julio, de Ordenación de los Transportes Terrestres, donde se consideraba que, en los transportes por ferrocarril, el conjunto camino-vehículo constituía una unidad de explotación, atribuyendo la explotación unitaria de las líneas y de los servicios de la denominada Red Nacional Integrada a la Red Nacional de los Ferrocarriles Españoles (RENFE).

Se desarrollan a continuación los principales planes propuestos por el Ministerio de Fomento, en distintas etapas, en los últimos años. Cada uno de ellos tiene un periodo de vigencia, que nunca se ha llegado a concluir y ha surgido un nuevo Plan que sustituye o complementa al anterior, por lo que se solapan las fechas de los periodos de vigencia previstos.

### 2.1.1. <u>Plan Estratégico de Infraestructuras y Transporte, PEIT (Periodo vigencia 2005–</u> 2020)

El Ministerio de Fomento, a través del Plan Estratégico de Infraestructuras y Transporte 2005-2020 (PEIT), estableció las directrices de actuación de la política de infraestructuras y servicios de transporte ferroviario para los próximos años. La situación actual cuando surgió del Plan Estratégico de Infraestructuras se representaba como se refleja en la figura 2.1.

El Plan contaba con un presupuesto de 248.892 millones de euros distribuidos en siete grandes líneas de actuación, transporte por ferrocarril, carretera, aéreo, marítimo, intermodal, urbano e I+D+i. Este Plan se considera como la mayor inversión planificada en infraestructura y transporte de la historia de España.

Las inversiones más importantes se destinaban al ferrocarril, que concentraba cerca del 50% del total (incluyendo las actuaciones urbanas). Destacaban las inversiones de 83.450 millones de euros (33,5% del total) destinadas a la extensión por todo el territorio nacional de una red de Altas Prestaciones.



Figura 2-1. Plan Estratégico de Infraestructuras y Transporte. Situación actual de la red ferroviaria, año 2005.

Asimismo se destinaban 18.000 millones de euros (7,2% del total) al mantenimiento y mejora de la Red Convencional de titularidad del Estado. La situación prevista en el horizonte 2020, se representa en la figura 2.2.



Figura 2-2. Plan Estratégico de Infraestructuras y Transporte. Red ferroviaria para el horizonte 2020.

El PEIT no era sólo un programa de inversión, sino una reconfiguración total del sistema, debido a la necesidad de vías con funcionalidades mejoradas o vías nuevas. Estas políticas se traducían en la implantación física de la red, basada en líneas UIC de altas prestaciones y tráfico mixto, planificando infraestructuras exclusivas en corredores de alta demanda, modernizando los trenes de cercanías y potenciando la interoperabilidad e intermodalidad.

## 2.1.2. Contrato Programa Administración General del Estado (Periodo 2007–2010)

Aprobado por el Consejo de Ministros con fecha 26 de enero de 2007, establece las obligaciones y compromisos mutuos entre la Administración General del Estado y la Entidad Pública Empresarial ADIF para el periodo 2007-2010 en el marco de la política de transportes emanada del PEIT.

Contempla como actuaciones fundamentales:

- I. La administración y mantenimiento de la Red de titularidad del Estado.
- II. Las inversiones en la Red de titularidad del Estado que el Ministerio de Fomento encomiende a ADIF.
- III. Plan de Recursos Humanos

Para los objetivos citados se establecen unas aportaciones económicas de 3.438,6 millones de euros para el mantenimiento y gestión de la Red de titularidad del Estado y unas inversiones por importe de 3.842,4 millones de euros en la citada Red.

La ejecución de las inversiones contempladas en el Contrato-Programa se establece a través de las siguientes Encomiendas de la Administración General del Estado, siendo estas a la fecha de cierre de la Declaración de Red del Administrador de Infraestructuras Ferroviarias, en el año 2008- 2009:

- Resolución de 27 de junio de 2007 de la Secretaría de Estado de Infraestructuras y Planificación (BOE núm. 191, de 10 de agosto de 2007).
- Resolución de 16 de octubre de 2007 de la Secretaría de Estado de Infraestructuras y Planificación (BOE núm. 288, de 1 de diciembre de 2007).
- Resolución de 17 de diciembre de 2007 de la Secretaría de Estado de Infraestructuras y Planificación (BOE núm. 22, de 25 de enero de 2008).
- Resolución de 2 de diciembre de 2008 de la Secretaría de Estado de Infraestructuras (BOE número 40, de 16 de febrero de 2009).

### 2.1.3. Plan de Infraestructuras, Transporte y Vivienda, PITVI (Periodo 2012-2024)

Actualmente se encuentra vigente, habiendo sido aprobado por el Ministerio de Fomento en noviembre de 2013.

Integra todas las políticas del Ministerio de Fomento, incluida la vivienda y define la cartera de servicios públicos del Estado en materia de transportes. Se basa en una planificación y optimización de las infraestructuras, adecuando las necesidades reales bajo criterios de calidad y eficiencia.

Según publica el Ministerio de Fomento, este Plan buscará superar la desigualdad territorial que presenta la red de infraestructuras y contará con una inversión pública, estable y consolidada en el tiempo, que da prioridad a aquellas inversiones que generen mayor retorno productivo y social.

Supone así una nueva etapa en los modelos de gestión y financiación, pues propone para su desarrollo la cooperación entre el sector público y el privado. Con este Plan, el Ministerio apuesta por la incursión del sector privado en distintos proyectos de infraestructuras a través de la colaboración público-privada. Los principios básicos en los que el Ministerio ha desarrollado este nuevo Plan de infraestructuras, transporte y vivienda se basan en un enfoque integrado que abarca el conjunto del sistema del transporte.

Los enumeran así:

- Adecuar las infraestructuras y la prestación de servicios a la demanda real de la sociedad, garantizando la movilidad de todos los ciudadanos mediante las Obligaciones de Servicio Público (OSP).
- Desarrollar las redes de transporte españolas considerando su inclusión y funcionalidad dentro de las Redes Transeuropeas de Transporte.
- Profundizar en la liberalización y apertura al mercado de la gestión de infraestructuras y servicios del transporte.
- Potenciar una creciente participación del sector privado en la financiación y desarrollo del sistema de transporte.
- Revisar y reforzar la evaluación de proyectos e inversiones, incorporando mecanismos de análisis coste-beneficio y previsiones de rentabilidad económica y financiera.

Para el correcto desarrollo del Plan define el Ministerio como necearías una serie de actuaciones:

- Aprobación de una Ley de Financiación del Transporte.
- Regulación del transporte terrestre, con la modificación de la Ley de Ordenación de los Transportes Terrestres (LOTT).
- Regulación del sector ferroviario.
- Liberalización efectiva del transporte de viajeros por ferrocarril.
- Integración de FEVE en ADIF y RENFE.
- Refuerzo de la presencia de España en organismos internacionales del sector transporte.
- Creación de la Agencia Estatal de Seguridad del Transporte Terrestre.

Se ha desarrollado igualmente por el Ministerio de Fomento el Programa de gestión y prestación de servicios, que persigue promover un uso eficiente del transporte, con un mejor aprovechamiento de la red existente y una potenciación de la cadena intermodal bajo el principio de sostenibilidad económica.

Las actuaciones que se desarrollan en este programa son:

- Racionalización de la oferta de servicios ferroviarios y análisis de líneas deficitarias al objeto de optimizar los recursos.
- Definición de un nuevo modelo de gestión de servicios ferroviarios de mercancías.
- Nueva cultura en el modelo de gestión portuaria.
- Apoyo a la internacionalización de las empresas españolas.
- Nuevo modelo de gestión de las terminales de mercancías ferroviarias e intermodales.
- Creación del Observatorio del Transporte.
- Creación del Portal del Transporte.

 En consonancia con la cartera de servicios ofrecida desde los poderes públicos, se establecerá asimismo la carta de derechos de los usuarios del transporte.

#### 2.1.4. La política europea de transportes

La normativa europea comunitaria en materia ferroviaria, se puede decir que comenzó en 1990 con la comunicación sin carácter legislativo 'Política Ferroviaria europea', donde se diseñaba el marco ferroviario común.

En esta comunicación ya se fijaba como meta, la separación económica, jurídica y empresarial, del área de gestión de la infraestructura del área de las operaciones ferroviarias, así como la liberalización del mercado a nuevos operadores ferroviarios.

A partir de este momento, las iniciativas planteadas en esta comunicación, han sido plasmadas en distintas Directivas, Normas o Proposiciones así como por el Libro Blanco del 2001, que actualmente se encuentra en fase de revisión, pasando así a tener las iniciativas ya un carácter legislativo, de posterior aplicación en cada uno de los estados miembros de la Unión.

Estas Directivas se han ido adaptando a la legislación de cada Estado, en plazo y formas muy diferentes entre los distintos países.

#### 2.1.4.1. Primeras Directivas europeas en materia ferroviaria

La necesidad de convertir el ferrocarril en un modo de transporte competitivo y de abrir los mercados ferroviarios nacionales al transporte internacional de mercancías realizado por las empresas ferroviarias establecidas en cualquier Estado miembro de la Unión Europea, provocó que se aprobaran un conjunto de Directivas dirigidas a dinamizar el sector ferroviario europeo.

Así, en la Directiva 91/440/CEE del Consejo, de 29 de julio de 1991, sobre el desarrollo de los ferrocarriles comunitarios, modificada por la Directiva 2001/12/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 26 de febrero de 2001, se establece la necesidad de separar, al menos contablemente, la explotación de los servicios de transporte ferroviario y la administración de la infraestructura.

En este punto, el estado asume la deuda histórica de las compañías ferroviarias, para así conseguir un saneamiento de su estructura financiera y se establece una autonomía de gestión de estas empresas que se forman con estatutos independientes.

Con esta Directiva se exige a los Estados miembros la apertura de sus redes ferroviarias a las empresas y a las agrupaciones empresariales internacionales que presten determinados servicios de transporte internacional, principalmente de mercancías. Las empresas operadoras, pagarán un canon al Estado por su utilización.

Se promueve la creación de contratos de servicio público entre los Estados y las empresas ferroviarias, para regular la gestión de la infraestructura, así como los servicios regionales y de cercanías.

Por su parte, en la Directiva 95/18/CE del Consejo, de 19 de junio de 1995, sobre concesión de licencias a las empresas ferroviarias, se estableció la necesidad de licencia para las empresas que prestan los servicios a que se refiere la Directiva 91/440/CEE, designando cada Estado una Autoridad otorgante de estas licencias.

En la Directiva 95/19 se legislan las reglas para la asignación de la capacidad de infraestructura, determinando las condiciones para la utilización de la red ferroviaria:

- La provisión en la asignación de infraestructura.
- El cobro de cánones por el uso de la capacidad de infraestructura.
- La obligación de los gestores de publicar la declaración de red.

• La creación de un Cuerpo Regulador para supervisar el desarrollo del sector ferroviario y arbitrar los conflictos, especialmente sobre el uso o cobro de los cánones.

#### 2.1.4.2. Libro Blanco de la Comisión, de 30 de julio de 1996

El primer Libro Blanco de la Comisión sobre el curso futuro de la política común de transportes fue publicado en 1992 y ya entonces se hacía hincapié en la apertura del mercado del transporte.

Desde la Comisión Europea se edita en 1996 el Libro Blanco, para responder a la necesidad de definir una estrategia que revitalice los ferrocarriles comunitarios saneando su situación económica, garantizando la libertad de acceso al conjunto del tráfico y de los servicios públicos y promoviendo la integración de las redes nacionales y los aspectos sociales.

Para restablecer la prosperidad de los ferrocarriles se fijan unos objetivos económicos que permitan una adecuada división de responsabilidades entre el Estado y las compañías ferroviarias. La financiación de los ferrocarriles debe organizarse como sigue:

- Los Estados miembros deben liberar a las compañías de ferrocarril de las deudas heredadas del pasado.
- La explotación de las compañías de ferrocarril debe realizarse con criterios comerciales.
- Las compañías deben dotarse de una estructura financiera que haga posible una gestión independiente.
- Se persigue incorporar las fuerzas del mercado en el sector ferroviario, buscando la reducción de costes y la mejora de la calidad de los servicios.

La Comisión elabora una serie de propuestas en este sentido:

- Extender los derechos de acceso a las infraestructuras ferroviarias para todos los servicios de carga y los servicios internacionales de pasajeros.
- Mejorar el marco institucional para el desarrollo de los ferrocarriles del futuro.
- Modificar la legislación comunitaria de forma que la gestión de las infraestructuras y las actividades de transporte queden separadas en unidades diferentes, con gestión y balances independientes.
- Se fijan una serie de corredores europeos de transporte ferroviario de mercancías.
- Mejorar la relación calidad/precio en el sector del transporte.
- Generalizar los contratos de servicio público entre el Estado y los operadores de transporte.

Para la integración de las redes nacionales de los distintos países a nivel comunitario y que no se planteen dificultades de funcionamiento al atravesar las fronteras, desde la Comisión se proponen las medidas siguientes:

- Examinar las posibilidades de mejora de la interoperabilidad.
- Buscar la manera de suprimir la pérdida de tiempo en las fronteras en el tráfico de mercancías así como estimular este medio de transporte para las mercancías.
- Estudiar los medios de acción para reducir el ruido de los ferrocarriles.

### 2.1.4.3. El Primer paquete ferroviario

En julio de 1998, la Comisión Europea presentó tres nuevas propuestas con el único objetivo de mejorar la eficacia de la normativa vigente. En el Consejo se adoptaron las tres directivas el 26 de febrero de 2001, conocidas como Primer paquete de infraestructuras ferroviarias:

- Directiva 2001/12/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 26 de febrero de 2001, por la que se modifica la Directiva 91/440/CEE del Consejo sobre el desarrollo de los ferrocarriles comunitarios [Diario Oficial L 75 de 15.3.2001].
- Directiva 2001/13/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 26 de febrero de 2001, por la que se modifica la Directiva 95/18/CE del Consejo sobre concesión de licencias a las empresas ferroviarias [Diario Oficial L 75 de 15.3.2001].
- Directiva 2001/14/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 26 de febrero de 2001, relativa a la adjudicación de la capacidad de infraestructura ferroviaria, aplicación de cánones por su utilización y certificación de la seguridad [Diario Oficial L 75 de 15.3.2001].

Dado que determinados Estados miembros ampliaron los derechos de acceso más allá de lo previsto en la Directiva 91/440/CEE, la Directiva 2001/13/CE, del Parlamento Europeo y del Consejo, de 26 de febrero de 2001 modificó la Directiva 95/18/CE en el sentido de generalizar los principios de concesión de licencias a todas las empresas activas en el sector con objeto de garantizar a éstas un trato justo, transparente y no discriminatorio.

Con la Directiva 2001/14/CE, del Parlamento Europeo y del Consejo, de 26 de febrero de 2001, relativa a la adjudicación de capacidad de infraestructuras ferroviarias, aplicación de cánones por su utilización y certificación de la seguridad, se pretende garantizar a las empresas ferroviarias el acceso a la infraestructura en condiciones objetivas, transparentes y no discriminatorias y garantizar la seguridad en la prestación de los servicios de transporte ferroviario.

#### 2.1.4.4. Libro Blanco de la Comisión, de 12 de septiembre de 2001

Desde la Comisión se proponen casi sesenta medidas dirigidas a crear un sistema de transporte capaz de equilibrar los distintos medios, revitalizar el ferrocarril, fomentar el transporte marítimo y fluvial y controlar el crecimiento del transporte aéreo.

La Comunidad Europea ha tenido dificultades a la hora de aplicar la política común de transportes contemplada por el Tratado de Roma, por lo que el Tratado de Maastricht reforzó sus fundamentos políticos, institucionales y presupuestarios.

Se introduce el concepto de Red Transeuropea de Transportes.

#### 2.1.4.5. El Segundo paquete ferroviario

El 23 de enero de 2002, desde la Comisión Europea se propuso un nuevo paquete de medidas denominado segundo paquete ferroviario, destinado a revitalizar el ferrocarril gracias a la construcción rápida de un espacio ferroviario europeo integrado. Las medidas presentadas se apoyan en las orientaciones del Libro Blanco sobre los transportes con el objetivo de reforzar la seguridad, la interoperabilidad y la apertura del mercado del transporte ferroviario de mercancías.

Se proponen una serie de medidas de liberalización y armonización técnica de los ferrocarriles, destinadas a revitalizar el ferrocarril gracias a la rápida constitución de un espacio ferroviario europeo integrado:

 Fomentar un planteamiento común de seguridad con el fin de integrar progresivamente los sistemas nacionales de seguridad.

- Completar las medidas de la interoperabilidad al efecto de facilitar la circulación transfronteriza y reducir los costes en la red de alta velocidad.
- Agilizar la apertura del mercado del transporte ferroviario de mercancías.

Desde la Comisión se propuso asimismo la creación de una Agencia Ferroviaria Europea encargada de dirigir la labor técnica en materia de seguridad e interoperabilidad.

Este paquete se compone de las siguientes Directivas:

- Directiva 2004/49/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 29 de abril de 2004, sobre la seguridad de los ferrocarriles comunitarios y por la que se modifican la Directiva 95/18/CE del Consejo sobre concesión de licencias a las empresas ferroviarias y la Directiva 2001/14/CE relativa a la adjudicación de la capacidad de infraestructura ferroviaria, aplicación de cánones por su utilización y certificación de la seguridad [Diario Oficial L 164 de 30.4.2004].
- Directiva 2004/50/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 29 de abril de 2004, por la que se modifican la Directiva 96/48/CE del Consejo relativa a la interoperabilidad del sistema ferroviario transeuropeo de alta velocidad y la Directiva 2001/16/CE del Parlamento Europeo y del Consejo relativa a la interoperabilidad del sistema ferroviario transeuropeo convencional [Diario Oficial L 164 de 30.4.2004].
- Directiva 2004/51/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 29 de abril de 2004, por la que se modifica la Directiva 91/440/CEE del Consejo sobre el desarrollo de los ferrocarriles comunitarios [Diario Oficial L 164 de 30.4.2004].
- Reglamento (CE) n° 881/2004 del Parlamento Europeo y del Consejo de 29 de abril de 2004 por el que se crea una Agencia Ferroviaria Europea [Diario Oficial L 164 de 30.4.2004].
- Directiva 2005/47, del 18 de julio de 2005, sobre las condiciones de trabajo de los trabajadores móviles que realicen trabajos de interoperabilidad transfronteriza en el sector ferroviario.

#### 2.1.4.6. El Tercer paquete ferroviario

Por último, en la Comisión Europea se adoptó, el 3 de marzo de 2004, el tercer paquete ferroviario, donde se incluyen medidas para revitalizar los ferrocarriles europeos, que se trasmiten por la Comunicación de la Comisión 'Proseguir la integración del sistema ferroviario europeo: el tercer paquete ferroviario' [COM (2004) 140 final - no publicada en el Diario Oficial].

- En dicha Comunicación, la Comisión Europea presenta nuevas propuestas para la apertura, de cara a 2010, del mercado de transporte internacional de pasajeros, la certificación del personal a bordo y los derechos de los pasajeros. Con este tercer paquete se debería completar el marco reglamentario europeo para el sector ferroviario.
- Propuesta de Directiva del Parlamento Europeo y del Consejo por la que se modifica la Directiva 91/440/CEE del Consejo sobre el desarrollo de los ferrocarriles comunitarios [COM (2004) 139 final no publicada en el Diario Oficial].
- Propuesta de Directiva del Parlamento Europeo y del Consejo sobre la certificación del personal conductor de locomotoras y trenes en la red ferroviaria de la Comunidad [COM (2004) 142 final no publicada en el Diario Oficial].

- Propuesta de Reglamento del Parlamento Europeo y del Consejo sobre los derechos y las obligaciones de los viajeros internacionales de ferrocarril [COM (2004) 143 final no publicada en el Diario Oficial].
- Propuesta de Reglamento del Parlamento Europeo y del Consejo relativo a las indemnizaciones por incumplimiento de los requisitos contractuales de calidad en los servicios de transporte de mercancías por ferrocarril [COM (2004) 144 final - no publicada en el Diario Oficial].

Todas estas políticas están encaminadas a fomentar la creación de un espacio ferroviario europeo único basado en una red de infraestructura integrada y equipos interoperables que permitan prestar servicios de transporte eficaces en toda Europa y los países vecinos. Para estimular la competitividad del sector ferroviario europeo, desde la Comisión se ha adoptado una estrategia encaminada a fomentar el desarrollo de una infraestructura ferroviaria eficaz, establecer un mercado ferroviario abierto, suprimir los obstáculos administrativos y técnicos y garantizar condiciones de competencia equitativas frente a los demás modos de transporte. Igualmente se busca la inversión privada y pública en el sector ferroviario a escala nacional.

## 2.2. EL DESARROLLO DE LA ALTA VELOCIDAD A NIVEL MUNDIAL

Según la UIC (Directiva 96/48/EC Apéndice 1) se consideran líneas de alta velocidad aquellas que se construyeron con parámetros de diseño superiores a 250 km /h y aquellas líneas existentes que han sido mejoradas para permitir circular a velocidades iguales o superiores a 200 km/h.

Como se verá a lo largo de este capítulo, el desarrollo de las líneas de alta velocidad en todo el mundo se ha producido de forma casi exponencial en los últimos años como se puede ver en la siguiente gráfica mostrado en la figura 2.3.



Figura 2-3. Desarrollo de los kilómetros de líneas de la alta velocidad en el mundo. Fuente: UIC 2010

De igual forma se puede comprobar en la figura 2.4. como la demanda y el tráfico han ido creciendo de forma constante tanto en Europa como en Asia, que son los dos continentes en los que se han desarrollado las redes de alta velocidad.



Figura 2-4. Evolución del tráfico mundial de pasajeros de alta velocidad. Fuente: UIC 2010

## 2.2.1. Los comienzos de la Alta Velocidad en Japón

La primera línea de alta velocidad ferroviaria se construyó para solucionar los problemas de saturación que existían entre las ciudades de Tokio y Osaka. Esta línea denominada "Tokaido Shinkansen" se inauguro en octubre de 1964 y unía las dos ciudades más importantes del país, a una velocidad de 210 km/h. La longitud de la línea es de 515 kilómetros.

Esta saturación se producía porque entre ambas ciudades se concentra casi la mitad de la población y la mayor parte de la producción industrial del país. Gracias a esto, no sólo se produjo un gran desarrollo local, sino que se revolucionó por completo el mundo ferroviario que en aquella época estaba empezando a experimentar un importante declive.

A la hora de desarrollar dicha línea se buscaba una solución a largo plazo y se descartó la posibilidad de desdoblar la actual línea existente de ancho métrico. Se eligió construir una nueva línea que desde ese momento ha transportado a más 2 billones de pasajeros por kilómetro. Esta línea fue pionera de la Alta Velocidad comercial. Posteriormente vendrían los Planes de construcción de nuevas líneas de alta velocidad que preveían unos 7.000 kilómetros de nuevas líneas, aunque esta previsión no se cumplió debido a la fuerte crisis económica sufrida por Japón y a la gestión de la empresa pública JNR (Japan National Railways), que fue privatizada y separada en 1987 en varias empresas que constituyen actualmente el JR (Japan Railway Group)

Es importante resaltar que la "Tokaido Shinkansen" en sus 515 km de línea dispone de 60 túneles cortos y que fue construida en su totalidad sobre balasto. Si se analizan los distintos tipos de infraestructura sobre los que discurre se pueden resumir en 50% sobre plataforma de tierras, 18% en túnel y 32% sobre estructura.



Figura 2-5. Mapa de la red ferroviaria de Alta Velocidad en Japón. Año 2012. Fuente: JR.

La siguiente línea en entrar en servicio ya en 1975 fue la línea "Sanyo Shinkansen" que une las ciudades de Osaka y Hakata. En ésta, debido a la diferente orografía y a los problemas que habían tenido en el mantenimiento de la vía en las obras de tierra en general y en las cuñas de transición en particular, se cambiaron una serie de aspectos en el diseño respecto a su predecesora como son por ejemplo el pasar de la vía en balasto que se había utilizado anteriormente a la vía en placa. En la línea "Sanyo Shinkansen" existen sin embargo pocos túneles pero de gran longitud de tal forma que el 50% de la línea discurre en túnel, cambiando significativamente la filosofía respecto a su predecesora en la que existían muchos túneles pero de poca longitud. El 38% de la línea discurre sobre estructuras.

En la figura 2.5. puede verse el mapa de la red ferroviaria de Alta Velocidad en Japón

El análisis de los costes de mantenimiento de los diferentes tipos de vías llevó a los gestores de los ferrocarriles japoneses a la conclusión de que el mantenimiento de la vía en placa resultaba ser la cuarta parte del coste del mantenimiento de la vía en balasto según los datos obtenidos entre 1975 y 1998, como viene reflejado en la figura 2.6. De hecho el balasto tuvo que ser renovado completamente a los 13 años de su puesta en servicio. En los últimos años esta relación ha pasado a ser de un tercio. Además el mayor coste durante la construcción se ve compensado por la reducción en la necesidad de mantenimiento de forma que en el plazo de 9 a 12 años se alcanza esta compensación. Es por ello que el resto de líneas de alta velocidad japonesas se han construido sobre vía en placa. En la primera línea construida sobre vía en placa "Sanyo Shinkansen" el coste global de la línea resultó ser un 160% del coste de la vía sobre balasto. Actualmente este porcentaje se ha reducido debido a las mejoras introducidas como el uso de placas aligeradas hasta un 130% como en el caso de las líneas Nagano y Kyushu (figura 2.7.).



Figura 2-6. Comparativa de los costes de mantenimiento (Millones de Yenes/km/mes) de vía en balasto y vía en placa de la línea Sanyo Shinkansen entre 1975 y 1998

Además para evitar problemas de asiento de terraplenes y cuñas de transición y debido a la frecuencia con que se presentan episodios sísmicos en este país, se ha optado por un diseño de líneas de alta velocidad que discurren en su mayor parte sobre viaductos de gran longitud y túneles.



Figura 2-7. Evolución de los costes de construcción y mantenimiento de la vía en balasto y la vía en placa. Fuente: Atsushi Yokohama JR.
Línea (año puesta en servicio)	% en tierras	% en túnel	% en estructura	Vía en Placa/Vía sobre balasto (%)
Tokaido (1964)	50	18	32	0/100
Sanyo (1972)	12	50	38	50/50
Tohoku (1982)	5	22	73	90/10
Joetsu (1982)	2	38	60	95/5
Nagano (1997)	15	50	35	85/15
Kyushu (2004)	11	69	20	90/10

En la tabla 2.1. se muestran los porcentajes de los distintos medios sobre los que discurren las líneas de alta velocidad japonesas.

Tabla 2-1. Distribución de la plataforma de las Líneas de Alta Velocidad en Japón.

El tipo de vía en placa ha ido evolucionando con el tiempo pasando de la vía en placa RA consistente en losas de hormigón prefabricadas sobre capa de cemento y asfalto trabadas con un cilindro de hormigón para impedir desplazamientos de las líneas Sanyo, Tohoku y Joetsu al sistema RCRS utilizado en las líneas Nagano y Kyushu. En el sistema RCRS se introduce un firme de hormigón armado bajo las placas para mejorar el reparto de cargas en terraplenes, así como el empleo de placas aligeradas en túneles (figura 2.8.).

Hay que destacar también que en el caso japonés los principales fabricantes de trenes; Mitsubishi, Kawasaki, Hitachi y Sumitono se asociaron para que los trenes de alta velocidad japoneses pudieran experimentar este desarrollo, que sin duda ha sido referente a nivel mundial.



Figura 2-8. Vía en placa en la estación de Utsunomiya, Tohoku Shinkansen

Además la privatización de las compañías JR favoreció la introducción de varios desarrollos que contribuyeron a hacer del Shinkansen un referente mundial. Algunos de estos desarrollos son: supresión de señales laterales en vía, sistema de detección de terremotos, ATC digital (sistema que alerta al tren de la velocidad máxima a la que puede circular), reducción de la emisión de ruidos, evolución en los sistemas de auscultación de la vía.

Línea	Trayecto	Longitud (km)	Velocidad (km/h)- trenes	Año de inauguración
Tokaido	Tokio – Osaka	515	250 (Kodama) 270 (Hikari) 300 (Nozomi)	1964
Sanyo	Osaka - Hakata	622	250 (Kodama) 300 (Hikari Railstar)	1975
Tohoku	Tokio - Hachinoe	632	275 (Hayate)	1982-91
Joetsu	Tokio – Niigata	334	270 (Toki)	1982
Yamagata (*)	Tokio – Shinjo	149	130 (Tsubasa)	1992-99
Nagano	Tokio - Nagano	222	260 (Asama)	1997
Akita (*)	Tokio – Akita	127	130 (Komachi)	1997
Kyushu	Yatsushiro - Kagoshima	128	260 (Tsubame)	2004-2011
Narita Express (**)	Takao y Ofuma – Aeropuerto Int. Narita		130 (E259 series EMU)	
	Total:	2.729		

Las líneas de alta velocidad que existen actualmente en Japón son:

Tabla 2-2. Líneas de Alta Velocidad en Japón.

(\*) Corresponden a líneas adaptadas. Originalmente de ancho métrico y reconvertido al ancho UIC de forma que puedan circular por ellas los trenes de alta velocidad, aunque la velocidad de circulación por estas líneas no supere los 130 km/h pues conservan los parámetros geométricos de las líneas originales. Estas líneas se denominan Mini-Shinkansen.

(\*\*) La construcción comenzó en 1974, pero debido a la oposición de los ciudadanos afectados fue paralizada en 1983. En la actualidad parte de la infraestructura es utilizada por la línea Keisei Narita Airport (Narita Sky Access). Con una velocidad máxima de diseño de 160km/h.

Como se puede observar en la tabla 2.2., existen en la actualidad diversos servicios que realizan los trayectos a velocidades muy diferentes, con el objeto de amoldarse a las distintas necesidades de transporte.

En cuanto a los nuevos desarrollos ya desde 1962, se empezaron a llevar a cabo programas de investigación sobre trenes de levitación magnética; en 1979 en el tramo de pruebas de 7 km en Myazaki en Kyushu se alcanzó el récord de 517 km/h.

No obstante el gran esfuerzo económico que requieren estos ensayos ha hecho que hasta 1990 no se retomara de nuevo con interés y se pudiera construir entre los años 1990 y 1997 un nuevo tramo de ensayo de 42,8km con doble vía, varios túneles, curvas y pendientes del 4% en Yamanashi. En 1998 se alcanzaron los 550 km/h y al año siguiente se cruzaron dos trenes a una velocidad relativa de 1003 km/h. No obstante las compañías privadas JR no son capaces de abordar un proyecto comercial de estas

dimensiones como el que sería el "Chuo Shinkansen", pues se estima que costarían un 25% más que una línea convencional Shinkansen, sin el apoyo del gobierno. Es por ello que pese a las ventajas que tendría su elevado coste hace que sea inviable a día de hoy.

## 2.2.2. Los comienzos de la Alta Velocidad en Europa. Francia

El origen de la Alta Velocidad en Europa hay que buscarlo en Francia en el año 1955, cuando se batió el récord de velocidad en Las Landas, en una recta de 45 km de longitud entre Arcachon y Labouheyre (figura 2.10). En este territorio cerca de Burdeos, la SNCF (Société Nationale des Chemins de Fer Français) consiguió alcanzar los 331 km/h con dos locomotoras, la CC-7107 y la BB 9004 de Alstom.

Las condiciones en que se llevaron a cabo estas pruebas pueden ser consideradas cuando menos de complicadas, según se relata en el libro "TGV 30 ans de grande vitesse" de "La Revue Générale des Chemins de Fer"; "en el primer día de pruebas se produjeron fuertes inestabilidades en los bogies e importantes deformaciones en la vía, así como la ruptura del pantógrafo de servicio, teniendo que recurrir en el segundo día al segundo pantógrafo...". Puede verse como quedó la vía tras el récord en la figura 2.9.

Este récord de velocidad se mantuvo hasta 1981, año en el que se volvió a establecer un nuevo récord de velocidad en 380km/h. Fue concretamente el 26 de febrero de 1981 cuando se alcanzó dicha velocidad entre Courcelles-Frémoy y Dyé por la rama número 16 LGV Sud-Est.

El 18 de mayo de 1990 se volvió a batir el récord de velocidad y de nuevo fue conseguido por un TGV alcanzando los 515,3 km/h por la rama 325 del LGV Atlantique. Para la realización de este récord se tuvo que reforzar la catenaria, pues al acercarse el tren a la velocidad de propagación de las ondas por el hilo de contacto impedía aumentar la velocidad en las pruebas realizadas con anterioridad.



Figura 2-9. Imagen del estado de la vía tras el récord de velocidad de 1955. Foto tomada del libro "Le grand livre du TGV"



Figura 2-10. Locomotora CC-7107 de Alstom que batió el récord de velocidad en 1955.

Posteriormente el 3 de abril de 2007 (figura 2.11.) una rama experimental TGV POS con coches TGV Duplex con tracción distribuida en la LGV-Est alcanzó los 574,8 km/h, momento reflejado en la figura 2.12.



Figura 2-11. Diagrama de velocidad del récord de velocidad del 3 de abril de 2007. Fuente: SNCF.



Figura 2-12. TGV durante el récord de velocidad de 574,8 km/h en abril de 2007. Fuente: SNCF.

Estos han sido los logros recientes en materia de velocidad máxima alcanzada por material ferroviario. Si se compara la máxima velocidad alcanzada en pruebas con la velocidad máxima comercial del material ferroviario:



Figura 2-13.. Evolución de la velocidad máxima ferroviaria. Fuente: UIC Informe sobre Alta Velocidad Sep 2009.

Como se puede observar en la Figura 2.13. tuvo que pasar un cuarto de siglo, desde 1955 hasta 1981, hasta que se superó la marca de los 331 km/h. Mientras tanto las velocidades comerciales rondaban los 160 km/h hasta que tras una campaña de pruebas sistemáticas, llevados a cabo por la SNCF, se obtuvieron las garantías suficientes para poder circular a velocidades máximas de explotación por encima de los 200 km/h.

En 1967 el Servicio de Investigación de la SNCF se encontraba ante la disyuntiva de mejorar en lo posible los trazados existentes (variantes, rectificaciones de curvas,...) para mejorar las condiciones y poder aumentar así la velocidad comercial o construir nuevas líneas siguiendo el ejemplo de Japón que acababa de inaugurar el Tokaido Shinkansen, como se verá más adelante. Apoyados por la experiencia adquirida en las sucesivas pruebas realizadas optaron por plantear un servicio de Alta Velocidad nuevo.

Es en 1981, cuando entra en servicio la primera línea de alta velocidad europea en Francia. Se trata de un nuevo trazado de 419 kilómetros que conecta las ciudades de Paris y Lyon. El TGV ("Train à Grande Vitesse") fue por tanto el primer tren de Alta Velocidad europeo y el segundo del mundo.

El trazado de esta primera línea de alta velocidad europea discurre con unas rampas máximas de 35 milésimas y sin ningún túnel, evitando todas las áreas urbanas entre París y Lyon incluyendo Dijón. Se consigue reducir la distancia en 84 kilómetros respecto a la antigua línea que conectaba París y Lyon. Estas comparativas se muestran en las figuras 2.14 y 2.15.



Figura 2-14. Perfiles longitudinales de la antigua línea entre Paris y Lyon y de la nueva línea de alta velocidad Paris-Lyon.



Figura 2-15. Trazado en planta de la antigua y de la nueva línea de alta velocidad Paris-Lyon.

En un primer momento circuló a una velocidad máxima de 260 km/h que posteriormente se aumentaría a 270 km/h y que desde junio de 2007 se opera con una velocidad máxima de 300 km/h. En la actualidad las líneas de Alta Velocidad francesas son las reflejadas en la tabla 2.3 mostrada a continuación:

Línea	Longitud (km)	Velocidad (km/h) (*)	Año de inauguración
LGV Sud-Est (Paris – Lyon)	419	300	1981
LGV Atlantique (Paris - Le Mans y Tours)	291	300	1989
LGV Rhône – Alpes	121	300	1992
LGV Nord – Europe	346	300	1994
LGV Interconnexuin IDF	104	300	1994
LGV Méditerranée	259	320	2001
LGV Est (Paris – Baudrecourt)	332	320	2007
Total:	1.872		

Tabla 2-3. Líneas de Alta Velocidad en Francia. (\*) Velocidad máxima comercial.



Figura 2-16. Esquema de la red de Alta Velocidad francesa. Año 2012.

El TGV del sudeste opera desde hace 32 años uniendo París con Lyon y el sur de Francia (Aviñón, Marsella, Niza) llegando incluso a conectar con Ginebra, Lausana y los Alpes suizos (figura 2.16).

El TGV Atlantique transporta más de 40.000 pasajeros al día. No sólo une París con el oeste de Francia, Bretaña y la costa, también conecta la ciudad con el sudeste. Une París y el Valle del Loira en una hora y París y Burdeos en tres horas. La línea de alta velocidad del norte ha acercado el norte de Francia al resto de Europa actualmente, París se encuentra a solo una hora de Lille, a dos horas y treinta y cinco minutos de Londres, a través del Eurotúnel y a una hora y veinticinco minutos de Bruselas.

El TGV Est conecta París con Estrasburgo en dos horas y veinte minutos, Basilea en tres horas y Zúrich en cuatro horas y media. En Francia la vía se monta principalmente sobre balasto. En 1964 se empezó a desarrollar el sistema Stedef, pero su aplicación práctica se ha visto limitada a zonas puntuales, como el túnel de Villcresnes en 1994.

No obstante, en La Rochelle (Francia) se está experimentando la vía APPITRACK, que es un sistema de apoyo indirecto del carril. Este sistema consiste en apoyar los carriles sobre la placa principal sin la interposición de traviesas. Se coloca una placa metálica intermedia separada por elastómeros entre el carril y la placa principal. Estos elastómeros confieren una mayor elasticidad al sistema. En el tramo experimental se han empotrado los tirafondos de la placa metálica directamente por vibración en el hormigón fresco.

Hay que destacar que debido al desgaste sufrido fue necesario reponer todo el balasto y los aparatos de vía a los 13 años de servicio en la línea TGV Sud Est, antes de abrir el trayecto hasta Marsella. En cuanto al mantenimiento de las líneas de alta velocidad francesas indicar que, como muestra Le Bihan en 1995, mostrado en la figura 2.17.), para la línea TGV Sud Est, el empleo del amolado del carril ha hecho reducir las necesidades de bateo de las líneas de alta velocidad.



Figura 2-17. Suma anual de operaciones de nivelación en el TGV Sud-Est. Fuente: Le Bihan, 1995.

### 2.2.3. <u>Alemania</u>

En Alemania se puso en servicio en el año 1988 la línea entre Fulda y Wurzburgo de 90 kilómetros de longitud y se completó el trayecto hasta Hannover en 1991 con los 248 kilómetros de longitud del trayecto Hannover-Fulda. En ese mismo año entró también en servicio la línea que conecta Mannhein y Stuttgart de 99 kilómetros de longitud. Estas líneas comenzaron a operarse en tráfico mixto circulando a 250 km/h los trenes de viajeros y a 120 km/h los trenes de mercancías de velocidad máxima, en la actualidad la velocidad máxima es de 280 km/h para pasajeros. Los trenes de viajeros denominados "Inter City Express" dan nombre al sistema de trenes de alta velocidad alemán (ICE).

En el mapa reflejado en la figura 2.18., se muestra la red ferroviaria en Alemania.



Figura 2-18. Esquema de la red ferroviaria alemana. Año 2012. Fuente: DB. En rojo se representan las líneas construidas para circular a 300 km/h, en naranja aquellas líneas preparadas para circular entre 250 y 280 km/h, en azul las líneas que han sido mejoradas y adaptadas para circular entre 200 y 230km/h y en gris las líneas convencionales cuya velocidad máxima no supera los 160 km/h.

Como se puede apreciar, la red de Alta Velocidad está totalmente integrada dentro de la red convencional. Esto es debido en gran parte a la estructura demográfica del país. Alemania tiene el doble de la densidad de población que Francia. Además los trenes ICE, como el mostrado en la figura 2.19., se han integrado también en las redes ferroviarias de los países vecinos como son la red austriaca y la suiza, al poco tiempo de entrar en servicio aprovechando que usan la misma tensión en catenaria. Desde el año 2000, gracias a la tercera generación de los trenes ICE, han podido llegar hasta Holanda y Bélgica. Y finalmente desde junio de 2007 se explota el servicio entre Francfort y París.

Al contrario que en otros países como Francia, Japón o España, el tren de alta velocidad alemán sufrió un grave accidente en el año 1998 en Eschede. Un tren ICE de primera generación sufrió un grave accidente debido a la rotura de una banda de una rueda elástica mientras viajaba a 200 km/h. El descarrilamiento produjo 101 muertos y 80 heridos de los 287 pasajeros. A raíz de este accidente se rediseñaron y se sustituyeron todas las ruedas de este tipo de trenes.

En la actualidad, las principales características de las líneas de Alta Velocidad alemanas (ICE) se ha reflejado en la tabla 2.4.:

Línea	Longitud (km)	Velocidad (km/h)	Año de inauguración
Hannover – Wurzburgo	327	280	1991
Mannheim – Stuttgart	99	280	1991
Hannover - Berlín	258	250	1998
Colonia - Aquisgrán	70	250	2002
Colonia - Fráncfort	177	300	2002
Núremberg - Múnich	171	300	2006
Karlsruhe - Basilea	151	250	Incompleta
Nuremberg - Erfurt	168	300	En construcción
Total:	1.421		

Tabla 2-4. Líneas de Alta Velocidad en Alemania.

En Alemania es donde se ha desarrollado el sistema de levitación magnética "Transrapid" que alcanza velocidades de hasta 550 km/h en la vía de pruebas de 31,5 km que fue construida en Emsland. Esta tecnología ha sido aplicada en el tren Maglev de Shanghai, en China, como se verá más adelante.

En Alemania se empezó a construir las vías de alta velocidad en balasto, hasta 1966 que se construyó el modelo de vía en placa Rheda en un tramo de 640 m en la estación de Rheda-Westfalia, de la línea Dortmund- Hannover. Ya en los años 70 se habían montado alrededor de 2.800 metros de vía en placa Rheda en distintos puntos de la red, sobre todo en túneles. Así siguió montándose este sistema, de ahí que este sistema de montaje de vía ha adoptado el nombre comercial. También destacan los 117 km de la línea Berlín-Hannover puestos en servicio en el año 1998.



Figura 2-19. Tren ICE 3 (máxima velocidad 320 km/h)

También en la década de los 70 se montaron tramos de prueba del sistema Bölg entre Karlsfeld y Dachau y en 1999 un tramo en la estación de Rosch- Malsh de la línea Mannheim- Basel y otro tramo en la estación de Hattstedt en la línea Hamburg-Westerland.

También se ha instalado en este país el modelo Züblin muy similar al Rheda, pero en este sistema el hormigón no se introduce entre y bajo las traviesas de la parrilla de vía ya montadas, sino que las traviesas se empotran en el hormigón fresco de la placa principal hormigonada in situ, de forma que, por medio de un equipo de trabajo especialmente diseñado para ello, las traviesas de hormigón se introducen a presión vibrando en el hormigón fresco. El sistema Züblin fue desarrollado en 1987 en Obersslingen y en 1988 en un túnel en la línea Markstein y recientemente en el año 2002, se ha montado en la línea Köln-Rhein/Main una longitud de más de 42 km

Todos estos sistemas se montan en puntos concretos de la red, sobre todo en túneles y viaductos, siendo a partir de la década de los años noventa cuando se instala ya secciones de vía sin balasto. En 1996 se realizó un tramo de prueba con siete variantes de vía en placa, en la sección de Wagháusl de la línea Mannheim- Stuttgart. Se instalaron los sistemas Zublin, Heilit & Worner BES, Pose Leonard Weiss Crailshem, Heilit & Worner Rasengleis, Hochtief- Schreck- Mieves, Rheda, Sato. A partir del año 1992 los ferrocarriles alemanes implantan el uso de la vía en placa para líneas de nueva construcción. El sistema tradicional Rheda de traviesas monobloque colocadas y sujetas en su posición final mediante husillos dentro de la artesa que forma la placa base que se hormigona posteriormente ha sido sustituida por las nuevas tipologías Rheda Berlín y Rheda 2000. En los nuevos sistemas las traviesas monobloque han sido sustituidas por traviesas bibloque.

En lo que respecta a la vía Rheda Berlin se tienen los 87 km de la línea Köln-Rhein/Main. El sistema Rheda 2000 fue instalado por primera vez en los 7 km que separan Erfurt y Leipzig. En el año 2001 se instaló el sistema Rheda 2000 en la línea Erfurt-Leipzig y un año más tarde la línea Colonia- Frankfurt.

En la actualidad destacan los 162 km entre Ámsterdam y la frontera belga puestos en servicio en 2006, la línea Nuremberg- Ingolstadt, donde el 84 % de su recorrido es vía en placa de los sistemas Rheda 2000 y Bölg.

#### 2.2.4. <u>Italia</u>

En Italia en la década de los 70, dado el estado de obsolescencia de la red ferroviaria italiana, se desarrolló el sistema basculante "Pendolino", por la empresa Fiat Ferroviaria de Savigliano. Este sistema basculante permite a los trenes inclinarse en las curvas un máximo de 8 –10 grados, dependiendo del modelo. Por tanto se pueden alcanzar velocidades hasta un 30% superior. El empleo de estos trenes basculantes se conjugó con la construcción de nuevas líneas de alta velocidad. El primer tramo de la línea entre

Roma y Florencia entró en servicio en el año 1981 y no fue hasta 1992 cuando se abrió la línea completa de 248 kilómetros de longitud permitiendo circular a 250km/h de velocidad máxima.

Línea	Longitud (km)	Velocidad (km/h)	Año d inauguración	le
Direttissima Roma - Florencia	248	250	1981 - 1992	
Milán – Bolonia	182	300	2008	
Roma – Nápoles	220	300	2006	
Bolonia – Florencia	79	300	2009	
Milán – Turín	149	300	2006 - 2009	
Milán – Venecia	259	300	2008 - 2009	
Total:	1.137			

A continuación se recogen en la tabla 2.5. las líneas ferroviarias de alta velocidad en Italia.

Tabla 2-5. Líneas de Alta Velocidad en Italia.

En Italia, desde la primera línea de alta velocidad construida entre Roma y Florencia se construye la vía sobre balasto, con la peculiaridad de colocar bajo el balasto una capa de 'misto- cementato' en algunos casos y material bituminosos en otros casos, que sustituía al tradicional subbalasto granular.

La capa de 'misto- cementato está constituido por material proveniente del machaqueo de roca calcárea y un pequeño porcentaje de cemento. El subbalasto bituminoso consiste en una capa de 12 centímetros de material bituminoso.

En Italia se ha desarrollado el modelo de vía en placa IPA (Industria Prefabbricati e Affini) por la administración italiana (FS- Ferrovie dello Stato), muy similar a la vía en placa japonesa que se diferencian de ésta por introducir dos niveles elásticos en las sujeciones. A finales de la década de los ochenta este sistema fue instalado en varias obras de fábrica de la línea Udine- Tarviso.

El sistema está formado por unas placas rectangulares de hormigón pretensadas longitudinal y transversalmente, que se apoyan sobre un lecho de hormigón. Entre las placas prefabricadas y el hormigón que forma la base del sistema se coloca un mortero de cemento y asfalto inyectado in situ durante el montaje del sistema consiguiendo así el apoyo continuo y regular del sistema sobre el lecho de hormigón de la base eliminando las posibles irregularidades del mismo. Por otro lado la plataforma descansa sobre la cimentación por medio de una capa de mortero bituminoso formado por cemento, agua, betún, fluidificantes y arena). Este doble lecho son los que confieren al sistema parte de la elasticidad al sistema.

#### 2.2.5. Otros países europeos

El desarrollo de la alta velocidad en Europa se completa con los siguientes países;

**Bélgica** con 209 km de red de alta velocidad que desde el año 1997 conecta Bruselas con la frontera francesa (300 km/h); en el año 2009 se establecieron las conexiones con Alemania y Holanda.

**Holanda** a su vez cuenta con 120 km de red de alta velocidad (300 km/h) entre Schiphol – Rótterdam – frontera belga. En Holanda la vía en placa que se instaló fue el sistema de carril embebido en Rotterdam en 1966 y posteriormente en 1974, se desarrolló la solución de carril embebido con Corkelast. En alta velocidad este sistema de vía en placa se llevó a cabo en el tramo de pruebas de 3 kilómetros en la ciudad de Best. En

2007 se instala la vía en placa tipo Rheda entre la ciudad de Ámsterdam y Bélgica (HSL-Zuid).

Suiza con 35 km entre Frutigen - Visp (250 km/h) desde el año 2007.

Y por último el **Reino Unido** que dado que no presentaba corredores principales de longitud superior a los 300 km no desarrolló un ferrocarril de alta velocidad y dedicaron sus esfuerzos a realizar mejoras en los trazados que redujeran los tiempos de viaje para que resultasen más competitivos. En la actualidad cuenta con 113 km distribuidos entre Fawkham Junction – Eurotunnel y Londres – Southfleet Junction habilitados para circular a 300 km/h de velocidad máxima. Según el último informe de la UIC, en Europa se encuentran en construcción 2.903 km de alta velocidad y hay planificados 8.501 km más para la próxima década.

#### 2.2.6. La alta velocidad en China

El desarrollo que se ha producido en China en los últimos años, en lo que a Alta Velocidad se refiere, ha sido espectacular. Fue en 2004 cuando se estableció el Plan para el Desarrollo de la Red Ferroviaria con horizonte 2020. En 2008 se modificó parte del citado plan para adecuarse a la demanda.

La futura red debería dar servicio a todas las ciudades de más de 500.000 habitantes. China es un país que cuenta con 1.334 millones de habitantes, más del 20% de la población mundial y cuyas principales aglomeraciones urbanas son; Shangai con 18,9 millones de habitantes, Pekín/Beijing con 16,7 millones de habitantes, Chongqing con 28,4 millones de habitantes, Tianjin con 11,8 millones de habitantes.

El plan contempla líneas con velocidades de 200 km/h o superiores de forma que todas las capitales de provincia y principales ciudades estarán conectadas por líneas de alta velocidad a menos de 8 horas de viaje (figura 2.20.). Desde entonces el ritmo de construcción ha sido asombroso. Ya en 2008 el Gobierno dedicó el 15% del PIB a proyectos destinados a infraestructuras, la mayor parte para el ferrocarril. Durante el periodo comprendido entre 2010 y 2015, el Gobierno Chino tiene previsto invertir 400 billones de euros en la construcción del ferrocarril de alta velocidad.

La planificación de las líneas de alta velocidad chinas consiste en 5 ejes horizontales, 5 ejes verticales y 3 corredores regionales en el ámbito de Beijing, Shanghai y Guangzhou. Que conectan las principales provincias y ciudades en menos de 8 horas de viaje.



Figura 2-20. Futuro desarrollo de la red de alta velocidad en 2020. Conexión de las capitales de provincia y principales ciudades a menos de 8 horas de viaje.

La estandarización de los tipos de estructuras y los procedimientos de construcción, como puede verse en las figura 2.21. Y figura 2.22., ha hecho posible que los plazos de montaje se reduzcan. Un claro ejemplo de esto es la construcción en menos de cuatro años de la línea Beijing – Shanghai de 1318 kilómetros de longitud.



Figura 2-21. Montaje del tablero de un viaducto de la red de alta velocidad en China. Imagen tomada de la presentación "Overview of High-speed railway lines and bridges in China" Xia He. Beijing Jiaotong University.



Figura 2-22. Montaje de las vigas de un viaducto de la red de alta velocidad en China. Imagen tomada de la presentación "Overview of High-speed railway lines and bridges in China" Xia He. Beijing Jiaotong University.



Figura 2-23. Planificación de las líneas de alta velocidad en China para el año 2020.

A principios de 2012 disponían de más de 8.849 km de alta velocidad. La pretensión es llegar en 2013 a los 13.000 km y a los 16.000 km en 2020. De esos 8.848 km que alcanzan velocidades superiores a 200 km/h, 5.640 km son de nueva construcción y el resto son líneas renovadas para circular entre 200 y 250 km/h. De las líneas de nueva construcción en 3.472 km se puede circular a 350 km/h y en el resto a 250 km/h (figura 2.23.).

La línea estrella es la que une en un solo trayecto de 1.318 km las ciudades de Beijing y Shanghai (figura 2.24). Aunque en un principio se diseño para una velocidad máxima comercial de 380 km/h en la actualidad se está explotando a una velocidad máxima de 300 km/h. El Gobierno Chino pretende que gran parte de la inversión realizada se revierta a empresas de la propia China que empiezan a desarrollar esa tecnología y de esa manera después exportar esa tecnología a otros países. Muchas de las máquinas usadas pueden alcanzar velocidades de 420 km/h aunque en su uso comercial no superen los 350 km/h.



Figura 2-24. Vista del Shanghai – Hangzhou, donde el 87% de la línea discurre en viaducto.

Las principales características de la alta velocidad China son en primer lugar que la vía se construye en placa, con grandes porcentajes de plataforma sobre viaductos y en segundo lugar la rapidez de ejecución de las líneas. A continuación se muestra en la tabla 2.6. el porcentaje de la plataforma que discurre sobre puentes en distintos trayectos de las líneas de alta velocidad en china.

Trayecto	Longitud (km)	Longitud de puentes (km)	Plataforma sobre estructura (%)
Guagzhou – Zhuhai-HK	142	134	94,2
Beijing - Tianjin	115	100	87,7
Shanghai - Hangzhou	169	147	87,0
Beijing - Shanghai	1.318	1059	80,5
Harbin - Dalian	904	663	73,4
Shanghai - Nanking	300	215	71,7
Zhengzho - Xian	487	284	58,0
Guagzhou - Shenzhen	104	59	56,7
Wuhan - Guanzhou	968	465	48,1
Xiamen - Shenzhen	502	204	40,6
Nanchang - Jiujiang	92	32	34,9
Ningbo - Wenzhou	282	91	32,4
Wenzhou - Fuzhou	298	77	25,8
Shijiazhuang - Taiyuan	190	39	20,6

Tabla 2-6. Porcentaje de estructuras en trayectos de LAV en China. Fuente: Xia He. Beijing Jiaotong University.

Las línea	s de	alta	velocidad	l chinas	de	nueva	constru	ıcción	en	servicio	en	2012	son	las
reflejadas	s en	la tal	ola 2.7:											

Trayecto (*)	Longitud (km)	Velocidad (km/h)	Fecha de inauguración
Beijing - Tianjin	120	350	Agosto 2008
Wuhan - Guanzhou	1.069	350	Diciembre 2009
Zhengzho - Xian	505	350	Febrero 2010
Shanghai - Nanking	310	350	Julio 2010
Shanghai - Hangzhou	202	350	Octubre 2010
Hefei - Nanjing	156	250	Abril 2008
Hefei - Wuhan	364	250	Abril 2009
Qingdao - Jinan	393	250	Diciembre 2008
Shijiazhuang - Taiyuan	231	250	Abril 2009
Ningbo - Wenzhou	275	250	Septiembre 2009
Wenzhou - Fuzhou	294	250	Septiembre 2009
Fuzhou - Xiamen	226	250	Abril 2010
Nanchang - Jiujiang	135	250	Septiembre 2010
Chengdu - Dujianguan	65	220	Mayo 2010
Beijing - Shanghai	1.318	350	Junio 2011
Total:	5.640		

Tabla 2.7. Líneas de Alta Velocidad en China. Fuente: Ministry of Railways of the People's Republic of China.

(\*) En la tabla 2.7. sólo figuran las líneas de nueva construcción.

Por último hay que mencionar los importantes avances que está desarrollando China en el campo de la levitación magnética, pues ya está operativo desde marzo de 2004 el Maglev Transrapid, que puede verse en la figura 2.25. El primer tren chino de alta velocidad que hace su recorrido entre el aeropuerto de Pudong y Shangai a una velocidad punta de 430 km/h en un recorrido de 30 km empleando tan solo 8 minutos. Este sistema está basado en la tecnología alemana del "Transrapid".



Figura 2.25. Maglev Transrapid de Shangai.

Este sistema consta de tres sistemas básicos: levitación, guiado y propulsión. El sistema de levitación está compuesto por un imán superconductor en el tren y bobinas o planchas cortocircuitadas en la vía. El esquema puede verse en la figura 2.26. El campo magnético se produce por la corriente eléctrica que circula por las bobinas. Al pasar un superconductor a centímetros de estas bobinas a altas velocidades, una corriente eléctrica actúa como campo electromagnético temporalmente.



Figura 2.26. Esquema de bobinas del tren de levitación magnética.

Como resultado de estos campos se generan unas fuerzas que impulsan al superconductor hacia arriba, obteniendo así la levitación del tren cuando dicha fuerza iguala al peso del tren. El sistema de guiado se fundamenta en el mismo principio que el de levitación. La diferencia estriba en que el sistema de levitación actúa siempre, mientras que el sistema de guiado genera una fuerza sólo cuando el vehículo se desplaza lateralmente, es por ello por lo que se conectan entre sí las bobinas de ambos lados de la vía y por tanto el tren está siempre situado en el centro del carril. El sistema de propulsión es el responsable de desplazar el tren a lo largo de la estructura que sirve de guía (figura 2.27.).



Figura 2.27. Sistemas de levitación (b), de guiado (c) y de propulsión (d).

#### 2.2.7. La alta velocidad en Taiwán

Por último en la Isla de Taiwán se gestiona desde enero de 2007 el Taiwán High Speed Rail (THSR). Se trata de una línea de alta velocidad de 345 kilómetros que discurre por la costa oeste de la isla y conecta las ciudades más importantes; Taipei, Taichung y Kaohsiung entre otras, como puede verse en la figura 2.28.

La línea está diseñada para circular a 300 km/h y utiliza la tecnología japonesa Shinkansen (figura 2.29.). En esta línea hay 251 kilómetros de viaductos lo que supone el 73% de la infraestructura y 62 kilómetros de túneles, el 18% de la longitud total de la línea. Esta línea tiene la particularidad de que se construyó y se gestiona en régimen de concesión privada por 35 años, además en el momento de su construcción se trataba del mayor proyecto privado ferroviario.



Figura 2.28. Mapa de la alta velocidad en Taiwán. Tomado de la presentación "Lessons learnt from the world's first private high speed rail-Taiwan High Speed Rail. T.C. Kao"



Figura 2.29. Tren de alta velocidad de Taiwán. Foto tomada de la presentación "Lessons learnt from the world's first private high speed rail-Taiwan High Speed Rail. T.C. Kao"

# 2.2.8. La alta velocidad en Corea

El tren de alta velocidad en Corea del Sur comenzó su andadura en abril de 2004, tras doce años de construcción de la línea Gyeongbu HSR en su primera fase. Esta línea se diseñó para 350 km/h aunque comenzó a explotarse con el Korea Train Express (KTX) a 300 km/h, este primer modelo estaba basado en el TGV francés. La línea une las ciudades de Seoul y Dongdaegu se construyó un nuevo trayecto de 239 km y se mejoró la línea hasta Busan en una primera fase. En total 483 km de los cuales la mayor parte se construyeron en balasto, siguiendo el modelo francés y sólo en los túneles de más de 5 kilómetros de longitud se empleó vía en placa. En una segunda fase se construyó una nueva línea de 124 kilómetros entre Dongdaegu y Busan, reduciéndose el tiempo de viaje en 22 minutos respecto a la fase 1.



El mapa de la red ferroviaria de Corea viene mostrado en la figura 2.30

Figura 2.30. Mapa de la red ferroviaria de Corea. Año 2012.

Se incluyen a continuación, fotos facilitadas por el profesor Melis, tomadas durante su visita en el año 2010, al ferrocarril de alta velocidad coreano. Las figuras 2.31; 2.32 y 2.33. corresponden a un tramo en el que se tuvo que sustituir la vía en balasto por vía en placa por los problemas habidos durante la explotación de la línea.



Figura 2.31. Tramo donde se sustituyó vía en balasto por vía en placa. Fuente: Melis, 2010

A raíz de las experiencias adquiridas tanto en la explotación (en cuanto a costes y personal necesario) como en las zonas de ensayo, cambiaron el diseño de la segunda fase y del resto de líneas, construyendo principalmente el ferrocarril sobre vía en placa.



Figura 2.32. Estación Daegeon. Fuente: Melis, 2010



Figura 2.33. Estación de Seúl. Fuente: Melis, 2010

Como fue presentado por Kim In Jae de la autoridad de los ferrocarriles coreanos (Korea Rail Network Authority) en el Seminario sobre Alta Velocidad en Asia y Europa que se celebró en Madrid en febrero de 2011, amortizaban la inversión en menos, 5.2 años. Esta comparativa ha sido reflejada en la figura 2.34.



### Cost : LCC per km (initial investment cost + maintenance cost)

Figura 2.34. Comparativa de costes de inversión y mantenimiento, para vía con balasto y vía en placa. Fuente: Kim In Jae, Korea Rail Network Authority, 2011

En base a estas experiencias, la evolución de los diseños de los ferrocarriles coreanos, como puede observarse en la tabla 2.8. laborada a partir de los datos presentados en este Seminario, a partir del 2010 comienza una nueva fase en la que se apuesta claramente por los diseños de vía en placa frente a la vía sobre balasto

Línea y Trayecto	Longitud (km)	Vía en Balasto	Vía en Placa	Fecha inauguración
Gyeongbu HSR Fase 1	483	429 (89%)	54 (11%)	Abril 2004
Seoul-Dongdaegu	239			Abril 2004
Taegu-Busan	171			Abril 2004
Gyeongbu HSR Fase 2	251	0 (0%)	251 (100%)	Noviembre 2010
Dongdaegu-Busan	124			Noviembre 2010
Daejeon/Daegu	127			Diciembre 2014
Honam HSR	362	21 (6%)	341 (94%)	2014 y 2017
Yousan-Osong				
Osong-Gwangku	182			Diciembre 2014
Gwangju-Mokpo	49			Diciembre 2017
Capital area HSR	123	0 (0%)	123 (100%)	2014
Suseo-Pyeongtaek	123			Diciembre 2014

Tabla 2.8. Líneas de Alta Velocidad en Corea. Fuente: Kim In Jae, Korea Rail Network Authority, 2011

#### 2.2.9. La alta velocidad en América. Estados Unidos

Las primeras iniciativas para fomentar la alta velocidad en Estados Unidos datan del año 1965 con la Ley del transporte terrestre de alta velocidad "High-speed ground transportation Act". A raíz de esta ley, en 1967 se creó una agencia federal, la Administración Federal de Ferrocarriles (Federal Railroad Administration FRA) que dedicó 90 millones de dólares a promocionar proyectos de alta velocidad.

Destaca el servicio Metroliner que permitió alcanzar velocidades máximas en el entorno de los 200 km/h entre Washington DC y Nueva York. Este servicio era prestado por la desaparecida Pennsylvania Railroad hasta que fue asumido por Amtrak, que se creó en 1971 como el operador ferroviario de pasajeros nacional. Otro programa relevante fue el "Railroad Revitalization and Regulatory Reform Act" para el que entre 1976 y 1998 se destinaron más de 3.300 millones de dólares, para la realización de proyectos que modernizaron parte de la infraestructura.

Hay que tener en cuenta que el gobierno de los Estados Unidos considera alta velocidad a aquellos servicios que circulan a una velocidad igual o superior a 175 km/h. Según esto el actual servicio Acela Express de Amtrak (figura 2.35.) que recorre el Corredor Noreste entre las ciudades de Washington, Filadelfia, Nueva York y Boston, es el único que se considera como de alta velocidad, aunque debido al trazado las velocidades medias son en general bajas.



Figura 2.35. Vista del Acela Express de Amtrak por el corredor Noreste.

El nuevo plan de la administración estadounidense prevé una inversión total de 13 mil millones de dólares en el transcurso de cinco años, con un desembolso de 8 mil millones de dólares en los primeros dos años de trabajo. El Departamento de Transporte de Estados Unidos y la Administración Federal de Ferrocarriles, dentro del "High Speed Intercity Passenger Rail (HSIPR) Program" de Junio de 2009, han planificado diez corredores de trenes de alta velocidad:

- Southeast Corridor: Washington, Richmond, Newport News, Norfolk, Raleigh, Durham, Greensboro, Charlotte, Greenville, Atlanta, Columbia, Jacksonville
- California Corridor: Sacramento, San Francisco, San Jose, Fresno, Los Angeles, San Diego, Las Vegas
- Pacific Northwest Corridor: Eugene, Portland, Seattle, Vancouver
- South Central Corridor: Tulsa, Oklahoma City, Dallas, Austin, San Antonio, Texarkana y Little Rock
- Gulf Coast Corridor: Houston, New Orleans, Mobile

- Chicago Hub Network: Chicago, Indianapolis, Detroit, Springfield, Cleveland, Toledo, Columbus, Dayton, Cincinnati, Kansas City, St. Louis, Louisville, Milwaukee, Minneapolis/St. Paul
- Florida Corridor: Tampa, Orlando, Miami
- Keystone Corridor: Pittsburgh, Philadelphia, Harrisburg
- Empire Corridor: Buffalo, Rochester, Syracuse, Utica, Schenectady and Albany
- Northern New England Corridor: Boston, Portland/Auburn, Montreal, Springfield, New Haven

A continuación se muestran en la figura 2.36., los corredores subvencionados por el programa federal, según indica la Administración Federal de Ferrocarriles en su informe de Febrero de 2012.



Figura 2.36. Corredores planificados en el "High Speed Intercity Passenger Rail (HSIPR) Program" a Junio de 2009. Fuente: Federal Railroad Administration.

En la actualidad el desarrollo de la alta velocidad en Estados Unidos presenta muchas incógnitas debidas entre otros factores a; la situación financiera, la estructura de las ciudades americanas y el escaso apoyo por parte de los representantes republicanos que auguran una baja rentabilidad de los proyectos propuestos.

## 2.3. EL DESARROLLO DE LA ALTA VELOCIDAD EN ESPAÑA

#### 2.3.1. <u>Descripción de la red</u>

Este apartado pretender describir el ámbito de estudio de este trabajo, que serán los servicios ferroviarios españoles, extrayendo principalmente la información de las páginas oficiales de acceso a los ciudadanos del Ministerio de Fomento y del Administrador de Infraestructuras Ferroviarias, donde se define la red ferroviaria española.

La historia del ferrocarril en España se remonta hasta mediados del primer tercio del siglo XIX y ha seguido desarrollándose continuamente hasta el presente.

Desde finales de 1829 se suceden en España una serie de peticiones al gobierno de España a través del Ministerio de Fomento y su ministro Francisco de Luxán para la construcción de ferrocarriles.

La primera línea ferroviaria española se construyó en Ultramar, en Cuba, el ferrocarril de La Habana a Güines. El primer tramo, hasta Bejucal, se inauguró el 19 de noviembre de 1837. Fue financiado con capital público y tecnología estadounidense y estaba estrechamente vinculado a las explotaciones azucareras del occidente de la isla.

La siguiente línea férrea concedida en España, aunque no llegó a construirse entonces, fue la empresa llamada de la Reina María Cristina de Borbón, cuyo tendido había de ir desde Jerez al Puerto de Santa María y desde esta ciudad a Rota y Sanlúcar de Barrameda.

El proyecto fue aprobado por Real Orden de 28 de marzo de 1830. Existe un cuaderno impreso en la Imprenta Española de don M. Calero, en Londres, del año 1830, donde figuran la reglamentación y los planos.

Sí se llegó a realizar, en cambio, la que se puede decir que es la primera línea de ferrocarril en la Península Ibérica, de Barcelona a Mataró con 28 km de longitud es abierta al público el 1 de noviembre de 1848. En 1849 se solicita la concesión a la Línea de Madrid a Aranjuez con 49 Km.; a partir de ahí, el número de solicitudes obligan al gobierno a realizar un proyecto de ley de ferrocarriles.

Esta primera ley, aprobada con fecha 3 de junio de 1855, reinando Isabel II, fue llamada Ley General de Caminos de Hierro. Consta de IX capítulos con 49 artículos en los que se regulan aspectos y normas tan importantes como:

Capítulo I. De la clasificación de ferrocarriles.

Art. 1.- Los ferrocarriles se dividirán en servicio general y particular.

Art. 2.- Serán líneas de primer orden las que parten de Madrid a la costa o fronteras

Art. 3.- Serán servicio público las líneas de servicio general

Capítulo II. De la concesión o autorización para construir los ferro-carriles

Art. 6.- Los particulares ó compañías no podrán construir línea alguna, si no han obtenido la concesión de ella.

Art. 7.- Esta concesión se otorgará siempre por una ley.

Art.14.-Las concesiones de las líneas de servicio general se otorgarán por 99 años cuando más.

Capítulo III. De las formalidades con que debe pedirse la autorización ó concesión.

Capítulo IV. De los privilegios y exenciones generales que se otorgan á las empresas concesionarias

Capítulo V. De la caducidad de las concesiones

Art. 23.-También caducará la concesión si se interrumpiere total ó parcialmente el servicio público de la línea por culpa de la empresa

Capítulo VI. De las condiciones de arte a que deben ajustarse todas las construcciones de ferrocarril.

Art. 30.- Los ferrocarriles se construirán con arreglo a las condiciones siguientes:

1<sup>a</sup>. El ensanche de la vía o distancia entre los bordes interiores de las barras carriles será de un metro 67 centímetros (6 pies castellanos).

2ª. El ancho de la entrevía será de un metro 80 centímetros (6 pies y 6 pulgadas castellanas).

Capítulo VII. De la explotación de los ferrocarriles.

Capítulo VIII. De los estudios de las líneas de ferrocarriles.

Capítulo IX. De las compañías por acciones para la construcción y explotación de los ferrocarriles.

Con la Ley de Ferrocarriles se declaró estándar en España un ancho de vías superior al europeo, que aún se usa en nuestros días. Se dice que esta mayor anchura se eligió para evitar una posible invasión del extranjero por vía férrea, pero la causa real de esta decisión fue que la geografía montañosa de nuestro territorio requería una mayor potencia en las máquinas de vapor y eso las hacía más grandes y pesadas.

Hoy se sabe que en esta decisión había un error técnico: la potencia de una máquina de vapor es mayor cuanto más largo sea el cilindro; hubiera bastado emplear locomotoras más largas, no más anchas.

El ancho de vía español, denominado como ancho ibérico, se estableció así en 1.668 milímetros y abarca principalmente la red convencional, mientras que el ancho estándar, fijado en la conferencia de Berna de 1915, es de 1.435 milímetros, que es el que está siendo implantado fundamentalmente en líneas de Alta Velocidad, para fomentar las relaciones del ferrocarril español con el resto de Europa, lo que actualmente se denomina interoperabilidad.

Actualmente, la red gestionada por ADIF está compuesta de líneas en su mayoría de tráfico mixto (Mercancías y Viajeros). Algunos tramos cuentan con doble ancho (Ibérico y UIC), al consistir éstos en secciones de línea de tres carriles

En la tabla 2.9. se muestra la longitud total de la red en función del ancho de vía.

Longitud total de la Red (km)	13.383
Red de Alta Velocidad (Ancho Internacional)	1.589
Red Convencional (Ancho Ibérico)	11.755
Red Mixta (Ancho Ibérico-Ancho Internacional)	21
Red de Vía Estrecha (Ancho Métrico)	18

Tabla 2.9. Longitud de red gestionada por Adif. Fuente: ADIF

Por el tipo de vía, en España se distinguen cuatro tipos, cuyas longitudes se reflejan en la tabla 2.10.:

- Vía única no electrificada.
- Vía única electrificada.
- Vía doble no electrificada.
- Vía doble electrificada.

La red ferroviaria española tiene configuración radial, como se observa en la figura 2.37., ya que las principales líneas ferroviarias parten de Madrid hacia las principales ciudades periféricas españolas. Esta configuración permite un gran número de relaciones con un número mínimo de líneas.



Figura 2.37. Mapa de la red ferroviaria española.

Se define como La Red Ferroviaria de Interés General todas las infraestructuras ferroviarias que garantizan un sistema común de transporte ferroviario en todo el territorio español y cuya administración conjunta es necesaria para el correcto funcionamiento del sistema de transporte, como las vinculadas a los itinerarios de tráfico internacional, las que enlacen las distintas comunidades autónomas y sus conexiones y accesos a los principales núcleos de población y de transporte o a instalaciones esenciales para la economía o la defensa nacional.

La Red gestionada por ADIF consta, básicamente, de las líneas que hasta la fecha de entrada en vigor de la LSF fueron administradas por la entidad pública empresarial Red Nacional de los Ferrocarriles Españoles (RENFE) y por el Ente Gestor de Infraestructuras Ferroviarias (GIF), tanto en explotación como en construcción.

El Ministro de Fomento es la única figura que tiene la potestad de incluir o excluir las distintas infraestructuras ferroviarias en la RFIG, previo informe de las comunidades autónomas afectadas, cuando esté justificado por razones de interés general.

Las comunidades autónomas pueden solicitar el traspaso de competencias sobre determinadas infraestructuras y solicitar su exclusión de la RFIG. El Consejo de Ministros, a propuesta del Ministro de Fomento, podrá acordar la clausura de líneas o tramos de la infraestructura ferroviaria cuando el resultado económico de su explotación sea altamente deficitario.

#### 1) RED FERROVIARIA ADMINISTRADA POR ADIF

Red	Red titularidad del Estado (ancho Ibérico) <sup>(1)</sup>		Red titularidad ADIF (ancho UIC)	TOTAL			
Características	Vía única	Vía doble	Total	Vía doble	Vía única	Vía doble	TOTAL
Electrificadas	3.611	2.903	6.514	1.010	3.611	3.913	7.524
No electrificadas	5.236	30	5.266		5.236	30	5.266
TOTAL	8.847	2.933	11.780	1.010	8.847	3.943	12.790

(1) Esta red incluye 18 Km. de línea de ancho métrico, que no se incluyen en el cuadro. Los 21 Km. de tramo de línea con tercer carril se contabilizan en vía única electrificada.

#### 2) RED FERROVIARIA DE ANCHO MÉTRICO - FEVE

Características	Vía única	Vía doble	TOTAL		
Electrificación	242	150	392		
Sin electrificar	877	0	877		
TOTAL	1.119	150	1.269		

Tabla 2.10. Longitud de red según las características de las líneas. Fuente: Ministerio de Fomento (actualizado 2005)

Dada la particular orografía española, la red se distingue por ser enormemente accidentada, lo que hace que el coeficiente virtual (indicador que trata de tener en cuenta las dificultades más significativas que aparecen en el trazado en alzado de la red, siendo un multiplicador de la longitud real de la red) es de 3,7 para la red española, solo con Noruega por delante de todos los países europeos.

Esta particularidad hace que el 77% de los kilómetros de la red se desarrollen en pendiente, de los cuales el 30% con valores situados entre diez y veinticinco milésimas, valores incluso superiores a los principales países montañosos europeos. Este hecho se puede comprobar en el perfil longitudinal del ferrocarril entre Madrid y Estocolmo, mostrado en la figura 2.38.



Figura 2.38. Perfil longitudinal Estocolmo-Madrid. Fuente: Manuel Melis. Apuntes de clase 2012.

La red también se puede clasificar en función del tipo de bloqueo, denominando bloqueo como la acción de reservar un tramo de la vía denominado cantón para una circulación ferroviaria, evitando que un segundo tren pueda invadirlo mientras el primero no haya superado esa distancia, garantizando así la seguridad de la circulación de los trenes por la misma vía, manteniendo entre los mismos la separación necesaria, para que en su marcha no se choquen ni se alcancen.

Hay diferentes tipos de sistemas de bloqueo.

- Bloqueo Telefónico (BT). Petición y concesión de vía entre dos estaciones colaterales abiertas para el tren que se vaya a expedir. mediante telefonemas.
- Bloqueo Telefónico Centralizado (BTC). Petición de vía de las estaciones al Puesto de Mando o Puesto de Control designado, que controla la situación de las circulaciones
- Bloqueo Telefónico Supletorio (BTS). Se utiliza en las mismas condiciones que el BT, cuando no funcionen el BEM o cualquiera de los sistemas automáticos de bloqueo, según se describen a continuación. En las vías dobles banalizadas en las que deba imponerse el BTS, en los telefonemas de petición y concesión de vía así como los avisos de llegada, deberán ampliarse con la indicación de la vía por la que circuló o circulará el tren (o sea, vía par, impar, 1, 2, etc.).
- Bloqueo Eléctrico Manual (BEM). Petición y concesión de vía entre dos estaciones colaterales abiertas para el tren que se vaya a expedir, mediante un dispositivo o pupitre eléctrico o electrónico. De petición y concesión: El Jefe de Circulación que expide el tren pide vía eléctricamente y el Jefe de Circulación de la estación colateral abierta que lo recibe la concede o deniega eléctricamente. De toma de vía: El Jefe de Circulación que expide el tren toma la vía eléctricamente y el Jefe de Circulación de la estación colateral abierta que recibe el tren permite o prohíbe eléctricamente la toma de vía.
- Control de Circulación por Radio (CCR). La petición de vía es realizada por el maquinista del tren que va a circular por el cantón a través de una conexión de radio con el puesto de bloqueo correspondiente.
- Bloqueo Automático (BA). El cantón está protegido por medio de señales automáticas que pueden ser accionadas por medio de pulsadores en el Cuadro de Mando, o bien automáticamente por la ocupación de circuitos de vía. En la mayoría de los casos, dichas señales están conectadas con sistemas de seguridad que se activan al paso del tren sobre una baliza, para evitar que un tren pueda invadir un cantón ocupado.
- Bloqueo por Ocupación. Este bloqueo se establece cuando se han de llevar a cabo trabajos en la vía con trenes de trabajos, de acuerdo con el régimen de trabajo concedido (de intervalo de horario o programado), o circulen trenes de pruebas. En este tipo de bloqueo puede circular más de un tren, siempre a las órdenes del Encargado de los trabajos, que se comunica con el Puesto de Mando o el Jefe de circulación, fijando de antemano el tiempo máximo de ocupación de la vía. Bloqueo por Ocupación Ordinario: Este bloqueo sólo puede ser usado para trenes de trabajos y vagonetas automóviles en el trayecto en el que vayan a operar siempre que se dirijan a cargar o descargar materiales, inspeccionar la vía o la catenaria, etc., o trenes de pruebas. Sólo puede establecerse cuando sólo vaya a circular un tren en el trayecto.

Según las Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad, establecidas por la Comisión Europea, en el Reglamento del Sector Ferroviario (RD 2387/2004, del 30 de diciembre), se consideran líneas de alta velocidad:

- a) Las líneas especialmente construidas para la alta velocidad, equipadas para velocidades, por lo general, iguales o superiores a 250 kilómetros por hora.
- b) Las líneas especialmente acondicionadas para la alta velocidad equipadas para velocidades del orden de 200 kilómetros por hora.

c) Las líneas especialmente acondicionadas para la alta velocidad, de carácter específico, debido a dificultades topográficas, de relieve o de entorno urbano cuya velocidad deberá ajustarse caso por caso.



Figura 2.39. Líneas de alta velocidad. Fuente: ADIF.

Se muestra en la figura 2.39. las principales líneas de alta velocidad.

En España, se distingue entre Alta Velocidad y Velocidad Alta. Las nuevas líneas de alta velocidad se distinguen principalmente de la red convencional, porque se construyen destinadas principalmente al tráfico de viajeros y por su alta calidad y tecnología tanto en el diseño de los componentes de la infraestructura y superestructura, como en el proceso constructivo y la explotación.

Las líneas de velocidad alta son aquellas líneas convencionales que se adaptan a velocidades del rango de 200-220 km/h, equivalente a los apartados b) y c) establecidos en el Reglamento del Sector Ferroviario.

Se entiende por líneas convencionales aquellas líneas diseñadas para velocidades máximas de circulación dentro del rango de 160-200 km/h. Debido al menor rango de velocidades de circulación, los esfuerzos soportados por la infraestructura de las líneas convencionales serán notablemente inferiores.

Velocidad igual o superior a 250 km/h	1.247 km
Velocidad mayor a 200 km/h y menor a 250 km/h	487 km
Velocidad mayor a 160 km/h y menor a 200 km/h	254 km
Velocidad mayor a 140 km/h y menor a 160 km/h	4.779 km
Velocidad mayor a 100 km/h y menor a 140 km/h	3.563 km
Velocidad inferior o igual a 100 km/h	3.053 km

Tabla 2.11. Longitud de red en función de la velocidad. Fuente: ADIF

Se muestra en la tabla 2.11 las longitudes de la red en función de la velocidad.

#### 2.3.2. <u>Condiciones de explotación</u>

Tras el primer impulso de las primeras líneas de alta velocidad construidas en Europa, con la experiencia adquirida tanto en construcción como en mantenimiento de dichas líneas y con el aval que suponía el éxito comercial obtenido, se continuó el desarrollo de las nuevas líneas.

En España, es el 21 de abril del año 1992 cuando entró en servicio la línea de alta velocidad entre Madrid y Sevilla, consistente en una línea de 471 km de longitud que comenzó a operarse a una velocidad máxima de 250 km/h y que posteriormente fue aumentada hasta los 300 km/h. Esta línea presentaba la particularidad de haberse construido con ancho internacional (1.435 mm.), diferente al ancho ibérico (1.668 mm.) que se utilizaba en el resto de la red existente hasta ese momento en España.

Hay que indicar que la velocidad máxima de 300 km/h se alcanza únicamente en 8,5 kilómetros circulando la mayor parte del trayecto entre 250 y 270 km/h y teniendo incluso como velocidad máxima los 215 km/h a lo largo de 30,7 kilómetros, mientras se atraviesa Sierra Morena, según el Cuadro de Velocidades Máximas (figura 2.40.).



Figura 2.40. Perfil línea de alta velocidad Madrid-Sevilla y velocidades máximas. Fuente: Ferropedia, 2006.

En esta ruta, se estableció desde 1995 un compromiso de puntualidad que fue una política comercial sin precedentes entre el resto de operadores ferroviarios. Llegando a alcanzar una cuota del mercado de transporte de viajeros en esta ruta por encima del 85%. No obstante hubo que esperar hasta el año 2003 hasta que entrara en servicio otra nueva línea de alta velocidad. Se trataba de la línea que conecta Madrid con Zaragoza y Lérida de 441 kilómetros de longitud y que se ampliaría en 2006 en otros 92 kilómetros hasta llegar a Tarragona y posteriormente serviría para conectar los dos núcleos españoles con mayor número de habitantes; Madrid y Barcelona.

A finales del año 2007 entró en servicio el tramo entre Córdoba y Málaga de 155 kilómetros de longitud y la línea entre Madrid y Valladolid de 184 kilómetros con lo que se daba comienzo a la conexión entre Madrid y el Norte y Noroeste de la Península Ibérica. Fue a comienzos del año 2008 cuando se completó el trayecto entre Madrid y Barcelona pudiendo recorrer los 689 km que separan ambas ciudades en 2 horas y 45 minutos con una velocidad máxima de 300 km/h; esta velocidad máxima se aumentaría hasta los 310 km/h en 2011 reduciéndose el tiempo de viaje hasta las 2 horas y 30 minutos, (figura 2.41).



Figura 2.41. Gráfico de las velocidades medidas a bordo del tren AVE Madrid-Barcelona en julio de 2008. Fuente: Melis, 2008.

La última conexión de alta velocidad que se ha realizado España ha sido en el año 2013 entre Barcelona y Figueras. Lo que ha supuesto que España disponga de 2.246 kilómetros de líneas de Alta Velocidad en operación convirtiéndose en el primer país europeo en kilómetros de líneas de Alta Velocidad y el tercero en el mundo después de China y Japón. No obstante pese a estar las líneas diseñadas para circular a 350km/h, la velocidad máxima comercial no supera los 310km/h en ninguna de ellas pese de la implementación de la nueva fase del sistema de señalización ERTMS Nivel 2. En la tabla 2.12 se reflejan las principales características de longitud, velocidad y tiempo de viaje, de las líneas de alta velocidad en España.

Línea	Longitud (km)	Tiempo de viaje	Velocidad (km/h) (*)	Año de inauguración	
Madrid – Sevilla	471	2h 20min	300	Abril 1992	
Madrid – Lérida	441	1h 58min	350	Marzo 2003	
Zaragoza – Huesca	79	40min	200	Diciembre 2003	
Madrid-Toledo	21	33min	270	Noviembre 2005	
Córdoba – Málaga	155	48min	350	2006 - 2007	
Lérida – Terragona	92	26min	350	Diciembre 2006	
Madrid – Valladolid	184	56min	350	Diciembre 2007	
Tarragona – Barcelona	88	30min	350	Febrero 2008	
Madrid - Valencia/Albacete	432	1h 35min	350	Diciembre 2010	
Orense - Santiago - La Coruña	152	1h 8min	350	Diciembre 2011	
Barcelona – Figueras	131	53min	350	Enero 2013	
Total:	2.246				

Tabla 2.12. Líneas de alta velocidad en España. Fuente: ADIF (\*) Velocidad máxima de diseño de la línea. En la práctica, la máxima velocidad comercial es de 310 km/h.

En el año 2013 se ha inaugurado el AVE que conecta Alicante y Madrid con paradas en Cuenca, Albacete y Villena, como puede verse en la figura 2.42.





### 2.3.3. Características del material rodante que circula por las líneas de alta velocidad españolas

Los primeros trenes que comenzaron a utilizar las líneas de alta velocidad en España fueron los denominados trenes AVE (Alta Velocidad Española), término que ha sido recogido incluso por el Diccionario de la Real Academia Española. En la actualidad dados los diversos servicios que se prestan y la singularidad de la red ferroviaria española lo recorren diversos tipos de trenes de la compañía "Renfe Operadora" que se describen a continuación:

Trenes AVE:

- AVE S-100. Es el primer tren AVE que circuló por LAV Madrid-Sevilla. Es un modelo derivado del francés TGV Atlantique. El tren está compuesto por dos cabezas tractoras y ocho remolques. Su velocidad máxima es de 300 km/h. La serie 100 presenta diversas diferencias con su predecesor en cuanto al número de remolques, diseño interior y exterior, climatización y ventilación de motores adaptados a las temperaturas españolas, sistemas de seguridad, etc. Los primeros 4 trenes y las 8 cabezas tractoras de los siguientes se construyeron en Francia, el resto hasta completar las 18 unidades fueron construidos en España por MTM, ATEINSA y CAF.
- AVE S-102 o coloquialmente conocido como el tren "pato". Es un tren de alta velocidad de patente española. Resulta del consorcio entre Talgo y Bombardier. Su velocidad máxima es de 330 km/h, aunque está diseñado para sobrepasar los 350km/h. Tiene una potencia de 8.000 KW. Su diseño aerodinámico reduce el ruido de la fricción del aire con el tren. El primer pedido a TALGO fue de 16 unidades que comenzaron a entregarse en 2004 para el corredor Noroeste.
- AVE S-112 Este tren corresponde a la evolución del S-102. Difiere de él en el número de plazas y las prestaciones. Esta serie consta de 30 ramas que comenzaron a suministrarse en 2008. Al igual que su predecesor se caracteriza por su ligereza (322 t), su potencia de 8.000 KW, bajo consumo y aceleración. En la actualidad cubren el servicio Madrid-Levante.
- AVE S-103. Este tren fabricado por Siemens proviene de la serie Velaro, aunque RENFE solicitó algunas modificaciones respecto a la versión alemana y un rango de temperaturas de funcionamiento mayor. Su velocidad máxima es de 350 km/h. Presta actualmente su servicio en la línea Madrid-Barcelona.

Trenes Avant:

- AVANT S-104. Automotores eléctricos de la familia de trenes Pendolino desarrollados por Fiat Ferroviaria, que sería absorbida por Alstom. Empezaron a prestar servicio en diciembre de 2004 para Media Distancia. Su velocidad máxima es de 250 km/h.
- AVANT S-114. Estos trenes están destinados al servicio Avant; regionales de alta velocidad. Trenes formados por cuatro coches construidos por Alstom. Su velocidad máxima es de 250 km/h. Se construyeron 13 series que se entregaron en 2009.
- AVANT S-121. Este tren es una evolución de la serie 120. Dispone de bogies Brava de ancho variable. Su velocidad máxima es de 250 km/h. Su velocidad máxima por vías de ancho ibérico es de 220 km/h y por vías de alta velocidad de ancho UIC es de 250 km/h. Las 29 unidades están destinados a servicios

de regionales que discurren total o parcialmente por las líneas de alta velocidad.

Trenes Alaris:

• ALARIS S-490. Proviene del tren italiano Fiat Pendolino ETR 460. Su velocidad máxima es de 220 km/h. Este tren circula por vías convencionales, que poseen algunos tramos aptos para estas velocidades, entre 1999 y 2008 realizaron el servicio entre Madrid y Valencia.

Trenes ALVIA:

- ALVIA S-120. Unidades de larga distancia que fabricó CAF dotadas de bogies Brava que permiten el cambio de ancho. Por las vías de alta velocidad puede alcanzar los 250 km/h y por las de ancho ibérico los 220 km/h. Se suministraron 12 unidades en un primer momento entre 2004 y 2006 y 16 unidades entre 2009 y 2010.
- ALVIA S-130. Tren de patente de Talgo, que consta de once coches y dos cabezas motrices fabricadas por Talgo y Bombardier. Es un tren de ancho variable que puede alcanzar una velocidad máxima de 220 km/h en vías convencionales mientras que en vías de alta velocidad su velocidad máxima puede llegar hasta los 250 km/h. En total se construyeron 45 ramas que realizan el servicio Alvia desde Madrid a Asturias, Cantabria y País Vasco principalmente, al entrar en servicio la línea de alta velocidad Madrid-Valladolid circulan por ésta hasta Valladolid y luego por la red convencional. Desde 2009 realizan también los servicios Alvia desde Madrid a Pamplona, Cádiz y Huelva circulando hasta Sevilla por las líneas de alta velocidad.
- ALVIA S-730. Es un tren dual adaptado por Talgo y Bombardier de la serie 130 capaz de circular por vías convencionales electrificadas y por las que no lo están y por vías de alta velocidad. Esto se debe a que posee un generador diésel capaz de producir la energía suficiente para poner en movimiento el tren y para mantener los servicios de abordo. En vías de alta velocidad, su velocidad máxima es de 250 km/h, en vías de ancho ibérico se reduce a los 220 km/h, mientras que en vías no electrificadas alcanza los 180 km/h. Se adaptaron 15 ramas que desde 2012 realizan las conexiones comerciales entre Madrid y Galicia

#### Trenes Euromed:

Se denominan Euromed a los servicios que se prestan a través del "Corredor Mediterráneo" entre Barcelona, Valencia y Alicante desde el año 1997. Hasta el año 2007 este servicio se prestaba exclusivamente con automotores eléctricos de la serie 101.

 Serie 101: Estos trenes presentan muy pocas diferencias respecto a los de la serie 100. La más importante es el ancho de los bogies; estos trenes fueron construidos para circular por el Corredor Mediterráneo tras ser adaptada la infraestructura para circular a la velocidad entre 200 y 220 km/h y por tanto tiene ancho ibérico. En el año 2010 fueron transformados a nuevos trenes de la serie 100.

A partir de datos facilitados por RENFE Operadora de su material móvil, se ha elaborado la tabla 2.13., que se propone como un resumen o extracto del material rodante que ha circulado por las líneas de Alta Velocidad Española. La serie 101 ya no circula y al serie 409 circula actualmente por vías de ancho Renfe.

Tren	Fabricante	Año recepción	Distancia entre topes (m)	Peso por eje (t)	Velocidad máxima (km/h)	Peso en vacío (t)	Potencia	Foto
Serie 100	Alstom, CAF, Mtm, Meinfesa,	1991- 1995	200,15	17,2	300	392,6	8800kW CA/ 5400kW CC	
Serie 102	Talgo, Bombardier	2005	200,24	17	330	322	8000kW	
Serie 112	Talgo, Bombardier	2008	200,24	17	330	322	8000kW	
Serie 103	Siemens	2006	200,32	16	350	447	8800kW	
Serie 104	Alstom, Caf	2004	107,1	17	250	223,5	4400kW	a rest
Serie 114	Alstom, Caf	2009	107,9	17	250	228,8	4000kW	
Serie 121	CAF	2008- 2010	107,36		250 / 220	107,36	4600kW	
Serie 490	Gec Alstom, Fiat	1998- 1999	79,40		220	158,7	1960kW	
Serie 120	Alstom, Caf	2004- 2010	106,96	16,2	250 / 220	225	4000kW	24
Serie 130	Talgo, Bombardier	2006- 2010	184,158	18	250 / 220	312	4800kW	
Serie 730	Talgo, Bombardier	2012	185,648		250 / 220 / 180	361	4800kW / 2400kW	
Serie 101	Gec Alstom	1994	200,15	17,2	220	392	5600kW	

Tabla 2.13. Características del material rodante que circula por la red de alta velocidad española. Elaboración propia. Datos RENFE Operadora.
# 3. LA SUPERESTRUCTURA EN LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD EN MADRID - VALENCIA

# 3.1. VÍA SOBRE BALASTO

Se denomina camino de rodadura del ferrocarril la estructura de vía formada por la infraestructura, esto es, el conjunto de obras de tierra u obras de fábrica, necesarias para construir la plataforma y la superestructura o vía propiamente dicha.

La superestructura sobre balasto o vía tradicional, es la formada por dos filas de carriles colocados en paralelo, sobre las traviesas, que en sentido transversal son el apoyo de los carriles y a su vez, reposan sobre un conjunto de capas, siendo la primera capa el balasto y posteriormente las capas de asiento sobre la explanación u obra de fábrica.

Analizando la sección tipo de la vía sobre balasto, que se muestra en la figura 3.1., la sección que comúnmente se está implantando en España, consta de 35 centímetros de balasto bajo traviesa y 30 centímetros de sub-balasto. El resto de capas que formas la sección tipo, tienen espesores variables.



Figura 3.1. Sección en balasto. Fuente: IGP Adif 2011

Cada una de estas capas está sometida a unas prescripciones técnicas, que en el caso español, vienen referenciadas en la última edición vigente del Pliego General de Prescripciones Técnicas Generales de Adif. Estas prescripciones superan en algunos casos incluso, las referencias que vienen marcadas por la ficha 719-R de la UIC.

Se adjuntan a continuación unos gráficos que resumen lo comentado, extraídos de la ponencia "Criterios y funcionalidad' de Moisés Gilaberte en Junio, 2007, realizada en la "Jornada de Reflexión y Debate. Vía con balasto versus Vía en placa. Criterios Técnicoeconómicos para una decisión" en el Aula Carlos Roa

Para el terraplén, se aceptan suelos QS1, QS2 y QS3, siempre que se consiga una explanada tipo P2 y P3, en función del Índice CBR (California Bearing Ratio, en adelante CBR), para determinar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas. Los requerimientos al terraplén, bajo la capa de asiento son los mismos tanto en vía sobre balasto como para vía en placa.



Prescripciones para terraplenes PGP-2004. Fuente: ADIF.

Para la capa de forma, se aceptan suelos QS3, siempre que se consiga una explanada P2 y P3 (en función de su CBR). Las prescripciones son las mismas para vía en placa que para vía sobre balasto.

Para el sub- balasto, se aceptan suelos QS3, con un coeficiente de desgaste de los Ángeles menor que 28. Este valor a cumplir del desgaste de los Ángeles, restringe el uso de determinados materiales, pues el material requerido es un material de muy alta calidad, por lo que en muchas ocasiones resulta complicado conseguir, material de estas características cerca de la obra.



Prescripciones para capa de forma PGP-2004. Fuente: ADIF.



QS3 CALIDAD BUENA

el coeficiente de LA<24)

#### P3 Buena capacidad portante. CBR>20

(No todos, puesto que algunos no cumplen que (No todas las P3 cumplen si relacionamos el CBR > 20 con el Ev2 necesario del subbalasto>120 MPa)

NOTA: También Aplicable a Via SIN Balasto

#### Prescripciones para el subbalasto PGP-2004. Fuente: ADIF.

El conjunto de la vía lo completan el pequeño material o accesorios de vía, que entre otros, pueden ser placas de asiento, que se colocan entre traviesas y carriles y los sistemas de sujeción, bridas y tirafondos, que sujetan el carril a la traviesa, entre otras muchas de sus funciones (figura 3.2.).

Cada uno de los elementos constituyentes de la superestructura tiene una serie de funciones que se describen a continuación.



Figura 3.2. Sección tipo en balasto. Fuente: M. Melis, apuntes de clase 2012



Se muestra en la figura 3.3. la ejecución de vía sobre balasto.

Figura 3.3. Vía sobre balasto. Fuente: M. Melis, apuntes de clase 2012

# 3.1.1. <u>El carril</u>

Los carriles son el elemento resistente que recibe directamente las cargas de la rueda, por lo que una vez recibida esa carga son los encargados de transmitirla hacia las traviesas. Los carriles tienen también la función primordial de guiado del vehículo ferroviario (figura 3.4.), evitando su vuelco o descarrilamiento, mediante las pestañas de las ruedas.



Figura 3.4. Guiado de las ruedas. Fuente: M. Melis, Presidencia Metro de Madrid, 1999.

Igualmente el carril es el encargado de ser el conductor de las corrientes eléctricas de retorno y señalización.

Los diferentes tipos de carriles, se distinguen por su peso por metro lineal, que además es lo que caracteriza su denominación, pues se encuentra estandarizado.

Se tienen los tipos de carril que se muestran en la figura 3.5.

En las líneas de alta velocidad se monta carril UIC 60, de 60 kg/ml. La fabricación del carril es el resultado de una serie de operaciones metalúrgicas ya que son fabricados con acero de elevada resistencia a la tracción, mostradas en la figura 3.6. .

En las líneas de alta velocidad Madrid- Valencia objeto de estudio, se ha montado el carril UIC 60, como es habitual en las líneas de alta velocidad españolas.



Figura 3.5. Tipos de carril. Fuente: M. Melis, apuntes de clase 2012



Figura 3.6. Fabricación de carriles. Fuente: Ricardo Insa, apuntes de clase 2012

En el carril se diferencian tres partes que son, cabeza, alma y patín, como puede verse en la figura 3.7.



Figura 3.7. Partes de un carril. Fuente: M. Melis, apuntes de clase 2012

## 3.1.2. Las traviesas

Las traviesas también tienen dos funciones principales, como son mantener el ancho de vía y transmitir los esfuerzos que reciben de los carriles hacia las capas inferiores.



Figura 3.8. Acopio de traviesas

Las traviesas (figura 3.8.), se colocan a una distancia regular, que para el caso de las vías ferroviarias de alta velocidad en España, esta distancia entre ejes de traviesas son 0,60 metros. Las principales funciones de las traviesas son las siguientes:

- Desde el punto de vista geométrico, soportar los carriles, mantenimiento del ancho, mantenimiento de la nivelación y mantenimiento de la inclinación 1/20.
- Deben ser resistentes en las tres direcciones y colaborar en la transmisión de esfuerzos
- Ayudan a aumentar la resistividad entre carriles obstaculizando las corrientes parásitas

La traviesa colocada en la Línea de Alta Velocidad Madrid Valencia es la traviesa AI-04 EA UIC60, mostrada en las figuras 3.9 y 3.10.



PLANTA SUPERIOR

Figura 3.9. Traviesa AI04 (Vista Planta superior). Fuente: Adif



Figura 3.10. Traviesa AI04 (Vista Alzado). Fuente: Adif

Los elementos constituyentes de estas traviesas son:

- Hilos
- Arandelas
- Armadura pasiva
- Vainas SV V2
- Paca de asiento PAE 7MM UIC 60
- Palcas acodadas A2
- Clips elásticos
- Tirafondos SV T2
- Tapones laterales

Las traviesas, como otros materiales de vía, son certificados por Cetren, previamente a su montaje en obra. Esta certificación de productos es obligatoria por parte de la Asociación de Acción Ferroviaria (Cetren), que es el organismo notificado oficial acreditador y que debe determinar que las propiedades y características de los prefabricados AI-04 EA UIC60 cumplen las normas y especificaciones técnicas idóneas para la circulación de los trenes establecida por Adif.



Figura 3.11. Suministro de traviesas AI-04 a obra

Esta traviesa es actualmente la más utilizada por el Administrador de Infraestructuras Ferroviarias para el montaje de vía en las líneas de alta velocidad que han entrado en servicio en los últimos años. Un momento del suministro de traviesas puede verse en la figura 3.11.

Se trata de una traviesa monobloque de hormigón pretensado y preparadas para el ancho de vía UIC de 1435 milímetros, lo que confieren a la línea las características de interoperabilidad necesarias para su puesta en servicio.

## 3.1.3. Las sujeciones

Los carriles se fijan a las traviesas mediante las sujeciones, que presionando el patín del carril con la presión necesaria evitan el desplazamiento longitudinal o transversal del mismo. Los carriles se colocan inclinados hacia el centro de la vía con una ángulo de valor normal 1/20, lo que le concede estabilidad lateral al vehículo.

Este elemento confiere al sistema un comportamiento elástico frente a los esfuerzos verticales provocados por las solicitaciones dinámicas del vehículo sobre el sistema y hace posible la continuidad estructural de la vía.

La sujeción es la encargada de absorber elásticamente los esfuerzos del carril y transferirlos a la traviesa. La fuerza vertical que el carril ejerce sobre la traviesa debe dar la resistencia longitudinal suficiente para limitar el deslizamiento en la barra larga soldada, resistir dicho deslizamiento y limitar las fisuras en caso de roturas del carril.

La sujeción también es responsable de amortiguar vibraciones e impactos, así como mantener ancho de vía y la inclinación del carril y evitar el vuelco del carril



Figura 3.12. Partes de una sujeción IOARV-300. Fuente: Vossloh

Las principales partes de una sujeción mostradas en la figura 3.12. son:

- La placa de asiento o elemento de apoyo. Es un elastómero que viene caracterizado por su rigidez, que para las líneas de alta velocidad, se están colocando placas de asiento entre los 22,5 a los 100 KN/mm como se verá a lo largo del desarrollo de este trabajo. Las placas de asiento son las principales colaboradoras en la elasticidad vertical para la amortiguación de los efectos dinámicos pues reduce una parte importante de la presión transmitida del carril a la traviesa. La placa acodada es el elemento de choque que se encarga de soportar las cargas laterales.
- Los tirafondos forman parte del anclaje a la traviesa.
- El clip elástico es el encargado de sujetar el conjunto, pero de forma elástica, pues tiene un recorrido elástico, que debe estar relacionado con la placa de asiento.

En la línea de Alta Velocidad Madrid- Valencia, se ha montado la sujeción denominada en conjunto VM (figura 3.13.).



Figura 3.13. Sujeción vía sobre balasto

La sujeción está formada por los siguientes elementos:

• La placa acodada se denomina A2, que se presenta en la figura 3.14.



Figura 3.14. Placa acodada A2. Fuente: M. Melis, apuntes de clase 2012

• El conjunto de la vaina y tirafondos que se han empleado en este caso se denominan AV1, mostrados en las figuras 3.15 y 3.16.



Figura 3.15. Conjunto de vaina y tirafondo AV1. Fuente: M. Melis, apuntes de clase 2012

• El clip elástico SKL1 mostrado en la figura 3.16.



Figura 3.16. Clip elástico SKL1. Fuente: M. Melis, apuntes de clase 2012

 La placa de asiento utilizada para la superestructura sobre balasto en este tramo estudiado, se ha seleccionado con una rigidez de 100 KN/mm. Se muestra en la figura 3.17.



Figura 3.17. Placa de asiento de 100KN/mm. Fuente: M. Melis, apuntes de clase 2012

# 3.1.4. El balasto

El balasto (figura 3.18.) se define como árido formado por piedra o roca machacada y cribada conforme a las normas que cada administración ferroviaria ha establecido para su uso, que conforma la capa de asiento de las traviesas.



Figura 3.18. Balasto

El balasto tiene la misión de repartir la carga que llega a través de las traviesas a las capas de asiento de una manera más uniforme y regular, a la vez que asegurar las condiciones de drenaje y limpieza de la banqueta.

El balasto debe cumplir unas prescripciones determinadas. El Administrador de Infraestructuras Ferroviarias, tiene un catálogo de las canteras homologadas, para el uso como balasto, que se actualiza periódicamente en base a las pruebas y ensayos a las que son sometidos, según la NAV 3-4-0.1. Homologación de canteras suministradoras

Para el control de calidad se sigue la norma NAV 3-4-0.2. Control de calidad. Toma de muestras y ensayos. Entre otras prescripciones se relacionan a continuación, algunas de las más importantes.

- La piedra partida procederá de la extracción, machaqueo y cribado de bancos sanos de canteras de roca dura. Queda prohibida la utilización de balasto de naturaleza caliza o dolomítica, así como el procedente de cantos rodados. Se prohíben los suministros de balasto procedente de la mezcla de rocas de diferente naturaleza geológica.
- La roca de la que haya de extraerse el balasto tendrá, como mínimo, la resistencia de 1.200 Kg/cm'2 en el ensayo de compresión simple.
- Se prescindirá de la roca originaria que presente un porcentaje de absorción de agua superior al 1,5% de su peso para evitar la acción destructiva de la helada.
- Se determinará el porcentaje de partículas meteorizadas o blandas, respecto al peso total de muestra. En ningún caso, se admitirá un porcentaje

en peso de las partículas meteorizadas, respecto al total de una muestra, superior al cinco por ciento, entendiendo por partículas meteorizadas o blandas, aquellas que, analizadas separadamente, tengan un coeficiente de Desgaste de Los Ángeles mayor del veinte por ciento.

- El balasto estará compuesto fundamentalmente por elementos de piedra partida de tamaño comprendida entre 31,5 milímetros y 63 milímetros, en su mayor parte.
- La piedra partida estará limpia de polvo procedente de su machaqueo o de elementos granulares del suelo.
- Los elementos pétreos que forman el balasto tendrán formas poliédricas de aristas vivas, con la dimensión mayor no superior a tres veces la dimensión menor, medidas ambas según dos pares de planos perpendiculares y paralelos dos a dos. El peso de los elementos que no cumplan la condición anterior, no debe representar un porcentaje sobre el peso total de la muestra que sea superior al siete por ciento.
- Ninguno de dichos elementos aciculares podrá tener una dimensión máxima superior a 80 milímetros.
- Las formas poliédricas de fracturas vivas dificultan el resbalamiento entre partículas y la consiguiente deformación plástica de la banqueta.

Uno de los principales problemas estriba en el transporte desde estas canteras homologadas a la zona de actuación.

Otro problema adicional surge por la necesidad de materiales de cantera, con el impacto sobre el Medio Ambiente que este hecho genera. Aunque se realicen labores de restauración de las canteras, el principal problema es el agotamiento de las mismas con el uso y el paso de los años.

La figura 3.19. muestra un mapa de situación con las canteras homologadas por Adif para el suministro de balasto.



Figura 3.19. Mapa de canteras homologadas por Adif. Fuente: Adif

Si se analizan los espesores de balasto que se emplean en otras administraciones ferroviarias europeas se concluye, como puede observarse en la tabla 3.1., espesores de balasto de 35 centímetros en la banqueta bajo la traviesa, aunque este valor está muy por encima de las prescripciones de las fichas UIC, que marcan los espesores óptimos en función de los tráficos de la línea.

REDES	Velocidad de explotación km/h	Espesor minimo de balasto bajo traviesa
TGV SUDESTE SNCF FRANCIA	300	35 cm
TGV ATLÁNTICO	300	35 cm
TGV NORTE DE EUROPA	300	35 cm
LYON - VALENCE	300	35 cm
INTERJONCTION	300	35 cm
TGV MEDITERRANEO	300/350/+	35 cm
ICE HANNOVER-WÜRZBURG DGAB ALEMANIA	250/280	35 / 40 cm
ICE MANNHEIM STTUTGART DGAB	250/280	35/40 cm
EUROSTAR LONDRES-TÜNEL BAJO LA MANCHA- BRETAÑA (parte EBBSFLEET-LONDRES-WATERLOO)	270	35 cm
SHINKANSEN TOKYO-OSAKA JR CENTRAL JAPÓN	250	30 cm
DIRETISSIMA FS ITALIA	250	35 cm

Tabla 3.1. Espesores de balasto en las distintas redes europeas. Fuente: Moisés Gilaberte, 2007.

Las partículas de balasto tienen un tamaño comprendido entre los 31,5 y los 63 milímetros. No se va a fracciones menores porque aunque aumentaría la homogeneidad del asiento y transmisión de cargas de la traviesa, se colmatarían los huecos y el balasto se impermeabilizaría. El tamaño mínimo se fija para evitar que se dificulte el drenaje y la evaporación del agua ya que se puede producir "pumping", esto es, la surgencia típica de las plataformas arcillosas que, en el caso del balasto, lo lubricarían, haciéndole perder la capacidad de rozamiento con respecto a la traviesa

La fracción máxima se limita debido a las dificultades de colocación del balasto de mayor tamaño, pues hace falta compactar con medios más potentes y los gastos de conservación aumentan y por la dificultad para dar una nivelación aproximada en milímetros.

Debe garantizarse que el balasto colocado en obra está dentro del huso granulométrico mostrado en la figura 3.20.





Además se debe evitar la presencia de partículas angulosas, tanto por la dificultad de la operación de bateo necesario en las labores de mantenimiento como para evitar este tipo de partículas que favorecen la tendencia al deslizamiento.

El continuo golpeteo de las traviesas sobre el balasto y el hecho de que las traviesas sean cada vez más pesadas, ocasionarían el rápido deterioro de la banqueta de balasto, por lo que se le exige también al material que sea utilizado como balasto, para las líneas de alta velocidad, que tenga un coeficiente de desgaste de los Ángeles (figura 3.21.) de valor menor o igual a 15. Igualmente se pide una roca con una resistencia a compresión simple mayor de 1200 kg/cm2 y resistente a los sulfatos.



Figura 3.21. Ensayo de desgaste de los Ángeles. Fuente: M. Melis, Laboratorio AEPO, 1992

## 3.2. VÍA EN PLACA RHEDA 2000

La denominada vía en placa es actualmente una solución suficientemente experimentada en el tiempo y que ya ha demostrado en la práctica importantes ventajas técnicas y especialmente desde el punto de vista del mantenimiento

La vía en placa se asienta sobre hormigón sustituyendo la elasticidad del balasto por la de los elastómeros de la sujeción, en los que se procura que la rigidez vertical de la vía sea similar, es decir, que el descenso de la cabeza del carril bajo la carga de la rueda sea similar en vía en placa que en balasto. Los criterios de construcción son más exigentes que los de la vía convencional sobre balasto ya que una vez instalada la corrección de posibles errores es muy costosa si hay que picar o demoler hormigón. La vía Rheda permite ajustes de hasta + 5 mm en lateral y -4/+26 mm en vertical si ha habido errores en el hormigonado.

Durante la ejecución hay que tener especial atención a nivelación, alineación y ancho de vía. Especial atención merece el drenaje ya que al desaparecer el balasto, que garantiza el drenaje en la vía tradicional, en la vía en placa es imprescindible el diseño y construcción de un sistema de drenaje eficaz.

Los primeros tramos del sistema de vía en placa Rheda se montan en la línea de alta velocidad, Hannover-Würzburg, que fue construida con el objetivo de incrementar la capacidad global de la red ferroviaria, por lo que soporta tráfico mixto.

De este modo, la nueva infraestructura registraría a diario el paso de más de 50 trenes de mercancías que comparten la vía con trenes de viajeros de largo recorrido que

circulan a velocidades máximas de 270 kilómetros por hora y con trenes regionales que lo hacen a 200 km/h.

Este sistema se prueba desde 1972 en distintos tramos de ensayo. De estos tramos de prueba muchos de ellos ya llevan más de cuarenta años de servicio, con unas necesidades mínimas de conservación.

Se muestra en la figura 3.22. un tramo de 640 metros en la estación de Rheda, de la línea Hannover- Hamm de donde este sistema adquiere su denominación.

Otros tramos como, el túnel de Einmalberg (4.700 metros en doble vía) en 1985 y el túnel de Mühlberg (700 metros en doble vía) en 1986; de la línea Würzburg-Fulda o el túnel de Sengeberg, del tramo de nueva construcción Hannover-Wüzburg, entre Fulda-Sassel, donde se construyeron 5,5 Km en 1989. Por esta línea circula la rama experimental del ICE, llegando a velocidades algo superiores a los 400 km/h (406 km/h), con excelentes resultados y sin sufrir daños aparentes.

En 1994, se colocaron 8.300 metros en un tramo de vía doble, en el trayecto Breddin-Glöwen, de la línea Berlín- Hamburgo a una velocidad de 200 km/h. Posteriormente, se han creado infraestructuras más extensas como Manheim-Stuttgart, Berlín-Hannover o Frankfurt-Colonia, que permiten viajar por gran parte de la geografía alemana.



Figura 3.22. Estación de Rheda. Fuente: M. Melis, apuntes de clase 2012

Alemania cuenta con líneas ferroviarias que han sido proyectadas para el tráfico de pasajeros y mercancías, iniciando estas políticas a partir de 1994 con el programa de trenes ICE (Inter-City Express), que actualmente llegan hasta Austria y Suiza. Desde el año 2000 están circulando los "ICE 3", la versión más moderna y más rápida de estos trenes, que alcanza una velocidad de 330 km/h.

En algunos de los túneles de la línea de alta velocidad Madrid-Valencia, se ha montado el sistema de vía en placa Rheda 2000.

Este sistema Rheda 2000, se trata de la evolución del sistema Rheda inicialmente montado, pero es sin duda un sistema ya probado y homologado para líneas de alta velocidad con garantías para velocidades superiores a los 300 km/h.

El funcionamiento del sistema ha sido probado satisfactoriamente desde el año 2000 en diferentes países con velocidades superiores a 300 km/h, Alemania, Gran Bretaña, Holanda, España o Taiwán, demostrando su buen funcionamiento en todas las redes ferroviarias donde ha sido instalado.

La principal innovación respecto a su antecesor reside en la mejora del armado de las traviesas.

En España previamente a la línea de alta velocidad Madrid- Valencia, se ha implantado este sistema en la línea de alta velocidad Madrid – Valladolid en el Túnel Guadarrama (figura 3.23.) y Túnel de San Pedro.

También se ha implantado en la línea Madrid – Barcelona, a la Entrada a Barcelona y en varios túneles en la línea de alta velocidad del Eje Atlántico. Se ha montado en la línea Valencia- Tarragona, en el tramo entre Las Palmas y Oropesa para tráfico de mercancías y pasajeros en trenes con velocidades de hasta 200 km/h.

El sistema está formado por traviesas bibloque de hormigón armado B355.3 PR U 60M para vía sin balasto equipadas con sujeciones Vossloh IOARV 300-1 correspondientes al sistema Rheda 2000. Estos elementos requieren de un delicado proceso de ejecución basado en el control de todos sus elementos constituyentes, en la acertada disposición de éstos y en la correcta ejecución y disposición del conjunto para el hormigonado de la armadura de la celosía embebida en la losa de hormigón.

Doble túnel de 28.400 m

Sistema Rheda 2000

Rendimientos ≈ 150 m/día







Figura 3.23. Túnel de Guadarrama. Sistema Rheda 2000. Fuente: M. Melis, apuntes de clase 2012

El sistema Rheda 2000 se ha instalado en las siguientes infraestructuras de la línea de alta velocidad Madrid-Valencia:

- Túnel de Cabrera perteneciente al subtramo Siete Aguas-Valencia. El túnel se encuentra entre los siguientes puntos kilométricos: 351+275 y 358+527.
- Túnel de Buñol perteneciente al subtramo Siete Aguas-Valencia. El túnel se encuentra entre los siguientes puntos kilométricos: 358+791 y 360+649.
- Túnel de Torrent perteneciente al subtramo Siete Aguas-Valencia. El túnel se encuentra entre los siguientes puntos kilométricos: 386+182 y 389+172.
- Túnel de Hoya de la Roda perteneciente al subtramo Gabaldón-Siete Aguas. El túnel se encuentra entre los siguientes puntos kilométricos: 290+874 y 292+871.
- Túnel Umbría de los Molinos perteneciente al subtramo Gabaldón-Siete Aguas de 1.503 metros de longitud. . El túnel se encuentra entre los siguientes puntos kilométricos: 295+375 y 296+877.

- Túnel Villalgordo de Cabriel al subtramo Gabaldón-Siete Aguas de 3.340 metros de longitud. El túnel se encuentra entre los siguientes puntos kilométricos: 299+415 y 304+980.
- Túnel de Horcajada perteneciente al subtramo Villarubia de Santiago-Cuenca. El túnel se encuentra entre los siguientes puntos kilométricos 157+670 y 161+619. Los últimos cuatrocientos metros de este túnel, no se ha instalado el sistema Rheda 2000, sino el sistema de vía en placa con placas prefabricadas de Aftrav, que será descrito en detalle posteriormente.
- Túnel de Cabrejas al subtramo Cuenca-Gabaldón. El túnel se encuentra entre los siguientes puntos kilométricos: 174+682 y 176+702.
- Túnel de Lomas del Carrascal perteneciente a la Línea de Alta Velocidad Madrid-Levante, del subtramo Cuenca-Gabaldón. El túnel se encuentra entre los siguientes puntos kilométricos: 180+706 y 182+943.
- Túnel del Bosque perteneciente al subtramo Cuenca-Gabaldón. El túnel se encuentra entre los siguientes puntos kilométricos: 190+892 y 194+020.

Los puntos fundamentales que lo diferencian y suponen un avance técnico respecto a sus antecesores son:

- Desaparición de la artesa portante, con la consiguiente reducción de altura total de construcción y la desaparición de grietas entre el hormigón de la losa y el de la traviesa.
- Mejora de la interacción traviesa-losa gracias a una repartición más fina de la armadura y a la minimización de la superficie de contacto entre hormigón de traviesa y losa.

El sistema Rheda 2000 se trata de un sistema monolítico en el que las traviesas bibloque B355.3 PR U 60M quedan hormigonadas dentro de una losa armada, sin artesa y apoyada sobre una solera de hormigón pobre.

## 3.2.1. Traviesa bibloque B355.3 PR U 60M

La traviesa de hormigón B355.3 PR U 60M, mostrada en al figura 3.24., consiste en dos bloques de hormigón armado unidos por una armadura en forma de doble celosía que mantiene el ancho.

Esta celosía está embebida en parte dentro de cada bloque y queda en el estado final dentro de la losa de hormigón, propiciando una óptima interacción entre hormigón de losa y traviesa.

Los sistemas de sujeción se suministran montados sobre los bloques de las traviesas.



Figura 3.24. Traviesa B355.3 PR U 60M (ancho polivalente). Fuente: Adif, 2012

En Europa este sistema se ha montado en línea de alta velocidad Colonia - Aeropuerto de Fráncfort, Lote B (Alemania), para circulación de viajeros en trenes de alta velocidad a velocidades iguales o inferiores a 330 km/h.

También se ha montado en la Línea de alta velocidad HSL-Zuid Amsterdam - Bruselas (Países Bajos/Bélgica), también exclusivo para el tráfico de viajeros en trenes que superan la velocidad de 330 km/h. En estos casos se proponen distintas traviesas, según vemos en la figura 3.25.



Figura 3.25. Otros sistemas de traviesas Rheda 2000. Fuente: Adif, 2012.

El hormigón de la losa puede ser un hormigón en masa o armado de resistencia característica fck= 30 ó 35 MPa, según marque la propiedad.

## 3.2.2. Sujeción Vossloh IOARV 300-1

El sistema de fijación para la vía en placa Rheda 2000 que se instala es el IOARV 300-1 de la firma Vossloh, que puede verse en la figura 3.26.



Figura 3.26. Imagen sujeción IOARV 300-1. Fuente: Vossloh.

Las partes de la sujeción IOARV 300-1 que pueden verse en las figuras 3.27. y 3.28., son las siguientes:

- 1 placa base de acero Grp 21.
- 1 placa intermedia elástica Zwp 104.
- 2 placas de guía angular Wfp 15.
- 1 lámina intermedia Zw 692.
- 2 clips Skl 15.
- 2 tirafondos Ss 36230.
- 2 espigas de material sintético Sdü 26.
- 1 tirafondo Ss 36220.
- 1 placa de compensación de ancho de vía Sap 15U.
- 1 arandela doble resorte Fe 6-acordonada.

Este sistema de sujeción tiene el importante papel de proporcionar elasticidad a la vía. La elasticidad del sistema, como se verá más adelante, depende sobre todo de la plantilla Zwp, que tiene una rigidez estática de 22,5 KN/mm.

El establecimiento del par de apriete óptimo tiene en cuenta la torsión máxima permitida para un tren de cargas tipo UIC-71.



Figura 3.27. Sujeción IOARV 300-1. Fuente: Adif, 2012

El sistema de sujeción tiene un importante papel en el sistema ya que es el encargado de aportar elasticidad a la vía. En las láminas de elastómero Zwp se concentra la elasticidad vertical de la sujeción.

Para los ferrocarriles alemanes, en las prescripciones marcadas por la DB en el catálogo de requerimientos para la construcción de vía en placa, estas láminas elásticas tienen una elasticidad estática de 22,5 KN/mm., siendo el coeficiente de elasticidad dinámico menor que 40 KN/mm.



Figura 3.28. Croquis sujeción IOARV 300-1. Fuente: Adif, 2012.

Una vez que las traviesas están colocadas, los carriles se apoyan sobre una placa base, para que las cargas se repartan bien sobre la traviesa.

El mecanismo de sujeción se aprieta con unos tirafondos que se introducen en los huecos que la traviesa tiene practicados al efecto.

Las funciones que tiene la sujeción son las siguientes:

 En sentido lateral, los carriles se mantienen en su posición gracias a las placas guía angulares de material sintético. Estas placas transmiten las cargas desde los carriles a la traviesa, sin que el tirafondo quede sometido a esfuerzos de flexión o cortante.

- El tirafondo trabaja solamente a tracción.
- Los componentes metálicos quedan separados del hormigón con tacos de material sintético incrustados en la traviesa, la placa intermedia y las placas acodadas.

Las fijaciones del carril no resultan afectadas por las fisuras que se producen en la placa de hormigón ya que las traviesas no están sujetas a los fenómenos de fisuración. Una de las ventajas que tiene el sistema de fijación IOARV 300-1 es la posibilidad de premontaje en fábrica de los componentes, con lo que se obtiene una mayor calidad y se evita el montaje de los mismos en la obra, con todos los inconvenientes que eso trae consigo.



Figura 3.29. Sistema Rheda 2000. Fuente: Railtech, 2012

Otra de las características del sistema de fijación IOARV 300-1 es la posibilidad de regular la nivelación y la alineación de la vía (figura 3.29.). El sistema Vossloh IOARV 300-1 tiene la posibilidad de regulación para compensar los errores de geometría cometidos durante la construcción y los cambios de posición que pudieran aparecer a largo plazo. La compensación de altura se consigue utilizando placas de apoyo de diferentes espesores, graduadas en escalones de 1 mm. Si la compensación que se necesita es mayor que 15 mm entonces las placas acodadas y los tirafondos se deben reemplazar con una versión convenientemente modificada.

El rango total de compensación va desde -4 a +26 mm. La compensación lateral se consigue mediante el cambio de placas acodadas en escalones de 1 mm. La magnitud de la máxima compensación posible es de  $\pm 5$  mm.

#### 3.2.3. Secciones tipo del Sistema Rheda 2000

Se muestran a continuación, de las figuras 3.30 a 3.37., varias secciones del sistema Rheda 2000, en determinadas infraestructuras, en las secciones tipo túnel, o viaducto.



Figura 3.30. Sección tipo túnel con peralte. Fuente: Adif, 2012.



Figura 3.31. Sección tipo túnel sin peralte. Fuente: Adif, 2012

El sistema de vía en placa Rheda 2000 al ser una superficie dura, no es capaz de absorber el ruido en el mismo grado que otros sistemas y respecto a la vía con balasto, el nivel de emisión es aproximadamente 3 dB(A) más alto. Las normativas actuales fijan los valores máximos en torno a aquéllos que normalmente emite una vía sobre balasto, así que para disminuir el ruido transmitido a través del aire, se colocan bloques de hormigón poroso sobre la losa, que acaban formando una capa que absorbe el sonido.



Figura 3.32. Sección tipo viaducto (< 25m) sin peralte sin SBH. Fuente: Adif, 2012



Figura 3.33. Sección tipo viaducto (< 25m) con peralte sin SBH. Fuente: Adif, 2012



Figura 3.34. Sección tipo viaducto (> 25m) sin peralte. Fuente Adif, 2012



Figura 3.35. Sección tipo viaducto (< 25m) sin peralte (con SBH. Fuente: Adif, 2012



Figura 3.36. Sección tipo viaducto (< 25m) con peralte (con SBH. Fuente: Adif, 2012



Figura 3.37. Sección tipo en viaducto (>25m) con peralte. Fuente: Adif, 2012

Se coloca esta capa amortiguadora en toda la superficie de la losa o sólo en la parte exterior de los carriles.

## 3.2.4. Proceso de montaje del Sistema Rheda 2000

El proceso de montaje de vía en placa consiste en un ciclo de alineación y nivelación - hormigonado - desclavado. Se desarrollan a continuación en detalle las fases del montaje de este sistema.

#### 3.2.4.1. Replanteo y piqueteado de vía

En primer lugar se comprueba la existencia de las bases de replanteo de la obra. Se comprueba mediante una nueva poligonal que dichas bases no hayan sufrido algún problema, sea este de tipo geométrico o deterioro físico. Así mismo se comprueba "in situ" que desde cada una de estas bases es posible el replanteo de la obra.

En caso de la no existencia de estas bases o que desde ellas no sea posible dicho replanteo, se ubican nuevas bases de replanteo, debidamente enlazadas a la red básica original. Estos trabajos se realizarán mediante el empleo de poligonales distanciométricas de precisión.

Las nuevas bases de replanteo se materializan en el terreno mediante piquetes y puntos de marcaje en zonas estables y sólidas. Cumplirán las siguientes características:

- Se marcarán con pintura indeleble o, mediante incisiones con sierra, las cotas de cabeza de carril tanto del hilo bajo como del hilo alto.
- Se colocarán mediante remaches unas placas identificativas en las que vendrá indicada la distancia desde el piquete o punto de marcaje hasta la cara activa del carril más próximo. En los piquetes situados en los principios o finales de curvas de transición o acuerdos verticales deberá venir indicado, además, el radio de la curva y el peralte.

Tanto los piquetes como los puntos de marcaje deben estar situados en la traza y con sus coordenadas obtenidas antes del hormigonado de la vía en placa.

En el transcurso de toda la obra se realizan las comprobaciones y reposiciones de los piquetes deteriorados.

#### 3.2.4.2. Colocación de las traviesas

Las traviesas de hormigón se posicionan sobre la capa de hormigón de la solera (figura 3.38.), nivelándolas mediante unos husillos fijados bajo patín de carril cada 65 cm y alineándolas mediante unos tensores especiales. Se introduce la armadura longitudinal

y se eleva hasta los 22 cm de altura mediante un posicionador de vía tipo Geismar o similar. Se encofran los laterales de la losa y se alinean.



Figura 3.38. Esquema Sistema Rheda. Fuente: M. Melis, apuntes de clase 2012

## 3.2.4.3. Homigonado

El paso siguiente es el hormigonado de la losa de libre figuración con hormigón de 350 kilogramos por centímetro cuadrado de resistencia (HA-35). Debido a la complejidad del trabajo se efectúa el hormigonado mediante bomba. Durante el vertido y vibrado del hormigón se garantiza el perfecto relleno del hormigón entre la armadura e inexistencia de burbujas de aire, huecos o coqueras. Uno de los puntos a tener en cuenta es que hay que asegurarse de que las traviesas y el carril quedan limpios, sin salpicaduras de hormigón.

## 3.2.4.4. Soldadura aluminotérmica

Una vez montada la vía se procede a realizar las soldaduras de los carriles. La longitud de barra soldada, debe ser tal que pueda realizarse correctamente la liberación de tensiones posteriormente.

Estas soldaduras aluminotérmicas se ejecutan por operarios autorizados y mediante un procedimiento homologado por ADIF.

Se desembridan los carriles, retirando las sujeciones, incluso las placas de asiento de las dos traviesas de la junta, protegiendo mediante tapones de caucho las chimeneas de los tirafondos de las traviesas. Se aflojan al menos 4 ó 5 traviesas contiguas a cada lado de la junta. A continuación se colocan los caballetes en las terceras traviesas de cada lado de la junta, colocando cuñas en la primera traviesa, a cada lado de la misma, alineando previamente.

Los carriles se cortan mediante disco abrasivo con motodisco para dejar la cala reglamentaria, limpiando de impurezas el corte efectuado con ayuda de cepillos de alambre.

Se nivelan los carriles tanto en planta como en alzado, mediante los caballetes de vía, procurando que queden ligeramente apuntados, para iniciar de este modo todas las operaciones específicas previas a la soldadura: colocación de la prensa sujetadores de anclaje de los semimoldes, colocación de los semimoldes centrados en la cala y entre sí y sellado del molde mediante pasta.

Después se procede a la soldadura propiamente dicha, precalentando el crisol mediante quemador, a la homogeneización de la carga y vertido en el crisol y se realizará la sangría de la colada y retirada de la cubeta de recogida de escoria y posteriormente de los moldes y resto de elementos auxiliares.

Finalmente se ejecuta el desbaste de la soldadura (con cortamazarotas) y el esmerilado para reconstruir el perfil. Se colocarán de nuevo las traviesas en su posición en caso de que hayan tenido que moverse y se volverán a apretar las sujeciones. Posteriormente, mediante troquelado, el soldador marca la soldadura para que sea claramente identificable la fecha y el soldador.

Se describen a continuación los pasos seguidos en la ejecución de implantación del Sistema Rheda, por la empresa Agrupación Guinovart Obras y Servicios Hispania.

COMPROBACIÓN SOLERA Y DESCARGA MATERIALES



#### DISTRIBUCIÓN DE HIERRO Y TRAVIESAS



## 1ª FASE ARMADO LONGITUDINAL



#### 2<sup>a</sup> FASE ARMADO TRANSVERSAL



COLOCACIÓN CARRIL MONTAJE / DEFINITIVO



TALADRO EN SOLERA PARA FIJAR ALINEACIÓN



COLOCACIÓN PIEZA ALINEACIÓN



COLOCACIÓN PIEZA NIVELACIÓN



## ENCOFRADO LATERAL







PROCESO DE RECTIFICACIÓN Y APROXIMACIÓN MÁXIMA A SITUACIÓN DEFINITIVA



CONSEGUIDA POSICIÓN DEFINITIVA, SE PROCEDE A LA RECUPERACIÓN DE LAS PIEZAS



Una vez comprobados topográficamente los carriles, los movimientos de la parrilla se fijan mediante unas piezas metálicas soldadas a pernos salientes de la losa

inferior de hormigón pobre, dando así una cierta flexibilidad a la hora de organizar los trabajos de hormigonado.

SOLDANDO LA PIEZA A LA ARMADURA DE UNA TRAVIESA



QUEDANDO LA VÍA PARA PROCESO HORMIGONADO *IN SITU* 



PREVIO AL VERTIDO, COLOCACIÓN DE PROTECCIONES SUJECIÓN



Cuando el hormigón ha adquirido consistencia suficiente para sostener la parrilla de vía, normalmente a las cinco horas después del hormigonado, el tramo se desclava para evitar que el carril induzca esfuerzos sobre las traviesas que provoquen grietas en la losa. En este sistema se realiza un revibrado en el hormigón de calado de la losa, mejorando así la resistencia a compresión de los hormigones, hasta un 15 por 100. Esta operación consiste en volver a vibrar el hormigón al cabo de un tiempo determinado. Dependiendo de la consistencia del hormigón y de las condiciones meteorológicas, principalmente. En el caso del sistema Rheda 2000, que incorpora un hormigón HA-35/F/20/Illa, con un cono entre 15 y 22, el tiempo en el que se realiza está comprendido entre 45 minutos y una hora y cuarto desde la realización del primer vibrado.



#### LIMPIEZA DE CADA PIEZA ANTES DE CURADO





#### PROCESO DE CURADO A CIELO ABIERTO





VISTA TERMINACIÓN

Se adjunta en la figura 3.39. un esquema del montaje de la vía en placa.



Figura 3.39. Montaje de vía en placa. Fuente: Adif.

# 3.3. VÍA EN PLACA AFTRAV

A continuación se describe en detalle el sistema de vía sin balasto a partir de placas prefabricadas, denominado AFTRAV (figura 3.40.), gracias a la información facilitada por el profesor de la Universidad Politécnica de Madrid, Luis Albajar Molera, a raíz de la documentación presentada en el VIII Congreso de Ingeniería del Transporte, La Coruña, 2008.

Este sistema, se ha desarrollado conjuntamente con RAILTECH y con la colaboración de INECO.

Se trata de una vía en placa, con alto grado de prefabricación, formada por una serie de losas prefabricadas de hormigón y con pretensado longitudinal y transversal. Se dispone una capa de elastómero en la superficie inferior y la unión con la solera se realiza mediante una capa delgada de mortero autocompactante vertido "in situ".



Figura 3.40. Sistema de placas prefabricadas de AFTRAV. Fuente: Luis Albajar, 2012

Este sistema de vía en placa tiene una serie de características inherentes al proceso de prefabricación que la distinguen del resto de sistemas de vía en placa.

- Al ser un sistema de placas prefabricadas pretensadas, necesita una capa intermedia elástica de desacoplamiento, evitando así fenómenos derivados de la fluencia o retracción por variaciones térmicas.
- No es posible dar continuidad longitudinal al sistema cuando existe en este caso pretensado longitudinal. En el sentido horizontal, dispone de unos cilindros o rectángulos pasantes para la transmisión de acciones horizontales al hormigón base. Las sujeciones así tienen la capacidad de ajuste lateral.
- Aunque será descrito en detalle más adelante con mayor detenimiento todo el proceso de montaje del sistema, sí se puede adelantar que el montaje y ajuste de las placas prefabricadas se realiza sin carril, procediendo posteriormente al ajuste del mismo, teniendo así la posibilidad de ajuste vertical acotado y de corrección ante posibles casos de asientos moderados.
- Se adapta de forma sencilla a los puentes, al ser el sistema de losas independientes y no tener que partirlas en estas zonas.

El sistema presenta los componentes mostrados en las figuras 3.41. y 3.42.:

 Una capa de hormigón en masa de baja resistencia H- 15, de tres metros de ancho. Viene representado en la figura 3.41. por el número 1.

- Una capa delgada de mortero autocompactante de espesor medio de 6 cm y 2,5 metros de ancho vertido in situ. Viene representado en la figura 3.41. por el número 2.
- Una capa de elastómero de 1 cm de espesor, que viene representado en la figura 3.41. por el número 4. Esta capa está formada por granos finos de neumáticos reciclados. Se fija a las placas prefabricadas que vienen representadas en la figura 3.41. por el número 3 y al mortero ya descrito.



Figura 3.41. Componentes de Sistema AFTRAV. Fuente: Luis Albajar, 2012

 Una placa prefabricada de 5,1x2,5x0,2 m., pretensada en ambos sentidos. La placa contiene seis taladros pasantes que quedan posteriormente rellenos con el mortero autocompactante y que acaban formando un cuerpo único con el mortero que constituye la capa.



• Fijaciones Pandrol SFC

Figura 3.42. Composición de Sistema AFTRAV. Fuente: Luis Albajar, 2012

La ventaja que presenta este sistema es el buen comportamiento a fatiga del hormigón pretensado, así como el control de la fisuración.

Las placas son longitudinalmente independientes para evitar deformaciones diferidas longitudinales, debidas al pretensado en este sentido (figura 3.43.).

Igualmente por ese motivo se coloca el elastómero entre la placa prefabricada y la capa de hormigón in situ, limitando así las coacciones de éste, a las deformaciones diferidas de la placa.

Por este motivo se colocan también stoppers, como unión entre la placa y el sustrato inferior que absorba las acciones horizontales.



Figura 3.43. Placas prefabricadas del Sistema AFTRAV en obra. Fuente: Luis Albajar, 2012

En este sistema la capa de elastómero está fijada a la placa prefabricada y adherida al mortero autocompactante que fragua en contacto con el elastómero (figura 3.44.). También se forran de elastómero los taladros de las placas prefabricadas. Cuando las placas están todavía sin cargar, la coacción ejercida por el elastómero inferior y los taladros forrados de elastómero es muy pequeña, al igual que las acciones térmicas que se generan en la propia placa.



Figura 3.44. Sistema de AFTRAV montado en obra. Fuente: Luis Albajar, 2012

La retracción y la fluencia en las placas prefabricadas se producen cuando las placas están descargadas. Con la circulación de los trenes, comienzan las cargas verticales, lo que produce un rozamiento entre la capa de elastómero y las placas prefabricadas, que absorbe la mayor parte de las fuerzas horizontales que producen las circulaciones, las fuerzas de frenado y las aceleraciones transversales. También se producen leves desplazamientos horizontales, para los que también colaboran en su absorción los cilindros de elastómero.

Este sistema de vía en placa y su fijación forman un conjunto que se beneficia de la sencillez geométrica de la placa y de las propiedades de la sujeción. Este sistema garantiza el control tensional en todo el conjunto.

Para el montaje y puesta en obra, se ha desarrollado un pórtico que facilite el montaje (figura 3.45.), incluso en el caso de túneles, que es práctica habitual en la alta velocidad española, que a partir de una cierta longitud, se decida colocar la vía en placa, en vez de plataforma y balasto, tal como puede apreciarse en la siguiente figura.



Figura 3.45. Puesta en obra Sistema AFTRAV. Fuente: Luis Albajar, 2012

Se ejecuta en primer lugar la solera de hormigón en masa H- 15 in situ, con una tolerancia de + 2 cm. Se replantea entonces la malla de armadura pasiva incluida en la capa de mortero. Se transportan y colocan las placas prefabricadas con una precisión de + 2 cm. Una vez colocadas, se fijan en su posición definitiva, aunque de forma provisional, mediante 6 tornillos que la fijan al hormigón del sustrato. Se coloca con una precisión de + 2 mm, con control topográfico (figura 3.46.).



Figura 3.46. Puesta en obra Sistema AFTRAV. Fuente: Luis Albajar, 2012

Se realiza entonces el vertido del mortero autocompactante a través de los 6 taladros y una vez endurecido se retiran los tornillos que habían fijado las placas de forma provisional. Se procede entonces a la colocación del carril y las sujeciones (figura 3.47.).



Figura 3.47. Puesta en obra Sistema AFTRAV. Fuente: Luis Albajar, 2012

Este sistema tiene gran versatilidad y permite una óptima regulación como se muestra en la figura 3.48., en sentido vertical y lateral.



Figura 3.48 Regulación sistema Aftrav (Sistema Fast clip de Pandrol). Fuente: Albajar, 2012

## 3.4. TRAVIESAS CON SUELA

La interacción dinámica del vehículo con la vía da lugar a esfuerzos que pueden multiplicar sensiblemente los valores de la carga estática, produciéndose variaciones importantes de dicha fuerza dinámica en el contacto y a lo largo de la vía.

Este incremento instantáneo de la fuerza vertical contribuye al deterioro del carril y de la llanta, produciendo deformaciones y desgastes en ambos, a la vez que una deformación de la superestructura y de las capas inferiores.

Las deformaciones se convierten inmediatamente en fuente de impactos cada vez mayores que conducen, mediante un proceso exponencial, al deterioro de los diversos materiales. Gran parte de las citadas variaciones de la fuerza en el contacto aparecen en las estructuras (viaductos y túneles), con módulos elásticos diferentes a la vía general.

Este efecto se reduce mediante el uso de una suela de material visco – elástico colocado entre el balasto y las piezas de hormigón en el contacto entre sus caras inferiores. Este elemento contribuye a homogeneizar la rigidez de la vía con una transición de la misma y a una mejora del comportamiento dinámico del sistema.

Para evitar y suavizar el cambio brusco de rigideces de la vía general a estas estructuras se han montado en el tramo en estudio, las suelas bajo traviesa que proporcionan una transición de elasticidad proporcionando un cambio más suave en la elasticidad del conjunto de la vía.

Mediante la instalación de traviesas apoyadas elásticamente, se reduce la rigidez de la vía y con ello la excitación dinámica, creando una transición elástica proporcionada por las diferentes rigideces de las suelas, propiciando un menor crecimiento de los defectos en la geometría de la vía

Proporcionan una buena conservación del balasto y de la infraestructura, reduciendo los costes del mantenimiento.

Las suelas instaladas en el tramo en estudio son de un material elástico o elastomérico, de alta resistencia al desgaste, que no incrementa en más de 8 mm el espesor de la traviesa en la zona de la colocación de la suela y que presenta una buena adherencia a la propia traviesa.

Las suelas han sido colocadas adheridas en la base de la traviesa, asegurando la capa de separación de la suela con la base de la traviesa mediante diferentes elementos de agarre diseñados por el fabricante y distribuidos a lo largo de la suela

Estos elementos de agarre quedan embebidos en la traviesa, con la precaución de no sobresalir de la cara lateral de la traviesa para evitar cualquier arrancamiento por las máquinas bateadoras en las labores de mantenimiento, como puede verse en la figura 3.49.



Figura 3.49. Disposición de las suelas bajo traviesa. Fuente: Adif, 2012.

Algunas de las características más importantes que han de ser garantizadas para la puesta en uso de estas suelas son las que se relacionan en la Especificación Técnica ET 03.360.574.2 y de la que se adjuntan las más importantes en las tablas 3.2; 3.3 y 3.4

DETERMINACIÓN	VALOR	METODOLOGÍA
Densidad PUR	1,018 ± 0,03 g/cm <sup>3</sup>	Apartado 6.2
Densidad TPE-NBR	1,18 ± 0,03 g/cm <sup>3</sup>	Apartado 6.2
Densidad EVA	0,93 ± 0,03 g/cm <sup>3</sup>	Apartado 6.2
Densidad caucho	1,14 ± 0,03 g/cm <sup>3</sup>	Apartado 6.2

Tabla 3.2. Prescripciones materia prima suelas bajo traviesa. Fuente: Adif, 2012. (\*) Apartado 6.2. ET 03.360.574.2
MATERIAL	VALOD	METODOLOGÍA
MATERIAL	VALOR	METODOLOGIA
PUR	≥3 Mpa	Apartado 6.5.1.1
TPE-NBR	≥10 Mpa	Apartado 6.5.1.1
EVA	≥6 Mpa	Apartado 6.5.1.1
Caucho	≥14 Mpa	Apartado 6.5.1.1

La deformación en carga máxima (%) deberá ser superior al 200 %.

Tabla 3.3. Prescripciones materia prima suelas bajo traviesa. Fuente: Adif, 2012. (\*) Apartado 6.5.1.1. ET 03.360.574.2

DETERMINACIÓN	VALOR	METODOLOGÍA
Dureza PUR	65 - 75	Apartado 6.5.1.2
Dureza TPE-NBR	60 - 70	Apartado 6.5.1.2
Dureza EVA	85 - 95	Apartado 6.5.1.2
Dureza caucho	56 - 64	Apartado 6.5.1.2

Tabla 3.4. Prescripciones materia prima suelas bajo traviesa. Fuente: Adif, 2012. (\*) Apartado 6.5.1.1. ET 03.360.574.2

() Apartado 0.0.1.1. ET 03.300.374.2

Se han instalado tres tipos de suelas bajo traviesa cuya denominación son K<sub>1</sub>, K<sub>2</sub> y K<sub>3</sub>. Estas designaciones atienden a las características de elasticidad que cada una de ellas aportan al conjunto de la vía, permitiendo un cambio más suave en la elasticidad del conjunto de vía, de vía general a estructura.

La localización de cada una de estas traviesas con suela en obra, se puede ver en la figura 3.50.



Figura 3.50. Localización de las suelas bajo traviesa. Fuente: Adif, 2012

Los rangos correspondientes a dichas rigideces en la línea Madrid Valencia son:

- Para la zona 1: K<sub>1</sub> = 50 KN/mm
- Para la zona 2: K<sub>2</sub> =70 KN/mm
- Para la zona 3: K₃ = 80 KN/mm

En la zona sobre el viaducto en toda la longitud se han colocado las traviesas con suela de rigidez  $K_1$  (50 KN/mm) más veinticuatro traviesas a cada lado del mismo.

A continuación, en las zonas dos y tres de transición desde la estructura hacia la plataforma, se disponen las traviesas con suela de rigidez K<sub>2</sub> (70 KN/mm) y K<sub>3</sub> (80 KN/mm) respectivamente, en un número igual a ocho traviesas de cada tipo. Estas suelas producen una variación sutil de la rigidez de cada una de las suelas bajo traviesa con una diferencia de asientos verticales, entre cada una de ellas de 0,05 a 0,15 mm, que se representa en la figura 3.51.



Figura 3.51. Asientos para las distintas suelas bajo traviesa

Calculando la rigidez global del sistema, viendo la aportación diferenciada de cada una de las suelas bajo traviesa (K<sub>1</sub>, K<sub>2</sub>, K<sub>3</sub>), manteniendo constantes las rigideces del resto de los elementos que componen el sistema (balasto y plataforma), se observa una diferencia de  $\pm$  2 KN/mm la aportación al conjunto de la rigidez global del empleo de las distintas suelas bajo traviesa (figura 3.52.).



Figura 3.52. Rigidez sin carril para las distintas suelas bajo traviesa

### 3.5. VÍA EN PLACA OBB IN SITU

Este sistema consiste en un sistema de vía en placa sobre solera de hormigón ejecutada in situ. El montaje se realiza, en el tramo estudiado, sobre un viaducto, por lo que el sistema se monta sobre el tablero del mismo.

Se parte de una presolera de hormigón que se independiza del sistema de vía en placa por medio de unos plásticos que se colocan sobre la capa terminada del tablero y sobre los cuales se ejecuta la losa.

Al ser una losa de hormigón, para evitar fisuras de retracción se instala el mallazo en el hormigón de calado, colocándolo antes de la descarga de los puntos de fijación, con dimensiones mínimas 150x150 y Ø 8 (figura 3.53.). Encima del mismo se colocan unos

soportes para ubicar los carriles y poder efectuar posteriormente el montaje de las falsas traviesas (figura 3.54.).

Tanto las falsas traviesas como el mallazo de retracción dependerán de las hipótesis de cagas y de la superestructura a colocar, así como si se someterá a cargas el carril antes o durante el hormigonado.

Una vez realizados estos trabajos se distribuyen las fijaciones sobre husillos que suministra el mismo fabricante

En este caso, se ha seleccionado la sujeción DFF, que puede verse en la figura 3.55. Según el fabricante el clip de la fijación esta constituido por un acero tratado térmicamente de diámetro 18 mm y provisto de una uña que encaja con la placa de fundición, lo que lo convierte en un sistema antivuelco. El contacto entre uña y placa se produce en el caso de una rotación excesiva del carril a causa de algún esfuerzo anormal. Esta rotación queda bloqueada por el dispositivo antivuelco lo que asegura el mantenimiento de todas sus características, eliminando la posibilidad que la fijación sufra una deformación permanente ya que no puede sobre pasar su límite elástico



Figura 3.53. Colocación de falsas traviesas. Fuente: Quereda 2012



Figura 3.54. Colocación de falsas traviesas. Alineación y nivelación. Fuente: Quereda 2012



Figura 3.55. Sujeción DFF. Fuente: Railtech

El fabricante garantiza la resistencia al deslizamiento (figura 3.56.) gracias al elevado coeficiente de rozamiento que presenta la suela con el carril y el tope de poliamida con el patín, todo ello combinado con la presión que efectúan las fijaciones sobre el conjunto: tope – carril – suela.



Figura 3.56. Resistencia al deslizamiento

La placa metálica sobre la que se apoya el carril, que puede verse en la figura 3.57., es de fundición de grafito esferoidal, cumpliendo con la norma UNE-EN 1563. Fundición. Fundición de grafito esferoidal.

Figura 3.57. Placa metálica de apoyo del carril. Fuente: Railtech



Las principales características de estas placas son:

- Resistencia al cizallamiento 450 N/mm2
- Modulo elasticidad (E) 169 GN/mm2
- Resistencia a la compresión 800 N/mm2
- Estructura predominante Ferrita Perlita

El clip DSA, que puede verse en la figura 3.58., esta formado en acero de calidad 56 Si Cr 7, para conformación en caliente, que ha sido sometido a un tratamiento térmico con un revenido posterior, dejándolo en una dureza de 40 / 44 HRC.



Figura 3.58. Clip DSA. Fuente: Railtech

Los topes aislantes, que pueden verse en la figura 3.59., cumplen con la especificación técnica NT 02003 revisión A. El material corresponde a una poliamida cargada con fibra de vidrio.



Figura 3.59. Topes aislantes. Fuente: Railtech

Bajo el conjunto se coloca la suela atenuadora (figura 3.60) formada por un elastómero de rigidez controlada. Dicha suela se comprime al paso del tren, trabajando el sistema como el clásico formado por masa - resorte. Esta suela colabora en el filtrado de las vibraciones que genera la rueda carril. Por lo que respecta a la suela aislante que se utiliza para facilidad del hormigonado, se realiza en poliamida o bien en etileno vinilo acetato.



Figura 3.60. Suelas amortiguadora y de nivelación. Fuente: Railtech

Una vez descritos los elementos que constituyen la sujeción, se prosigue describiendo el sistema constructivo.

La siguiente fase consiste en el hormigonado de la losa (figura 3.61). En este momento es fundamental proteger la sujeción y no interferir en la colocación de las falsas traviesas. Es una fase muy comprometida pues la calidad del producto final se ve comprometida en esta fase. Antes del curado definitivo del hormigón se procede a la retirada de las falsas traviesas, aflojando los husillos sobre los que se han colocado.



Figura 3.61. Hormigonado de la losa. Fuente: Quereda 2012

Como cualquier otro sistema basado en ejecución in situ de una losa de hormigón, se procede a los remates finales y protección del conjunto para el curado, como puede verse en la figura 3.62.



Figura 3.62. Remates y protección de curado. Fuente: Quereda 2012

# 4. INSPECCIONES Y AUSCULTACIONES

Las nuevas circulaciones de trenes a alta velocidad someten a la infraestructura y a la superestructura, a unas intensas cargas dinámicas, lo que obliga a requerir unos elevados niveles de calidad geométrica, así como el mantenimiento de estos estándares de calidad en el tiempo.

Todo esto implica unas necesidades de mantenimiento exhaustivo, tanto de la infraestructura, como de la superestructura.

Las distintas administraciones ferroviarias llevan a cabo el mantenimiento en función de los resultados obtenidos de las distintas auscultaciones, con distintas metodologías y frecuencias de muestreo.

Generalmente se realizan dos tipos de auscultaciones para detectar las posibles necesidades de mantenimiento o incluso reparación, la auscultación geométrica y la auscultación dinámica, acompañadas ambas de inspecciones y otro tipo de mediciones como pueden ser las mediciones del estado del carril o de la catenaria.

Con todos estos datos se planifican en las distintas administraciones ferroviarias las pertinentes labores de mantenimiento.

En la caracterización geométrica de la vía, como se verá en detalle más adelante se vigilan principalmente cinco parámetros.

- Nivelación longitudinal.
- Nivelación transversal.
- Alineación.
- Alabeo.
- Ancho de vía.

En la auscultación dinámica, donde se miden aceleraciones en la caja de grasa, o en el vehículo, permite la detección de defectos de forma indirecta.

Estas auscultaciones se realizan con la periodicidad que fije cada administrador ferroviario, en función de sus medios y de sus necesidades.

### 4.1. CONTROL DEL ESTADO DE LA VÍA

Para controlar el estado de la vía es necesario controlar la calidad geométrica y dinámica de la vía.

Para minimizar el deterioro de la vía férrea es imprescindible controlar los defectos existentes en la vía para minimizar las solicitaciones verticales que perjudican a la vía férrea, sobre todo con el aumento continuo de la velocidad de circulación.

Desde que la vía es construida, dado que siempre aparecerán irregularidades que determinan la calidad real de la vía que es inferior a la teórica, la calidad geométrica de la vía queda determinada por el concepto de tolerancia, dado que la calidad geométrica de la vía por si sola, no aporta información sino se la relaciona con la prestación que se le va a someter a la vía en términos de velocidad.

Aquellas solicitaciones que superen los límites que absorben las suspensiones del material móvil, serán percibidas como pérdida de confort por el viajero, incluso, sin son muy elevadas, pudieran llegar a causar un peligro de descarrilamiento.

Dependerán estos hechos de la magnitud de la imperfección en la vía, de su dirección, así como, de la velocidad de la circulación.

Es necesario garantizar la calidad geométrica y dinámica de la vía, manteniéndola en los niveles de confort y seguridad, así como, minimizando las solicitaciones que propician el deterioro de la misma.

Según el informe que se presenta en la ficha de la UIC IF 7/96 "Maintenance des lignes á grande vitesse", se propone para las líneas de alta velocidad el mantenimiento según estado como el modo más eficaz. Se trata de un mantenimiento preventivo y programado.

Se realizan controles sobre la vía de forma cíclica y en base a los resultados, se programan las actuaciones. Con ello se conseguirá disminuir los costes de explotación, así como los riesgos en la seguridad del tráfico ferroviario.

#### 4.2. METODOLOGÍA DE MEDICIÓN DE LA CALIDAD GEOMÉTRICA Y DINÁMICA DE LA VÍA

Se describe en este apartado la metodología establecida por el Administrador de Infraestructuras Ferroviarias para las actuaciones con las que llevar a cabo el control geométrico y dinámico de la vía.

#### 4.2.1. Inspecciones visuales, recorridos a pie y en cabina

Para poder realizar el mantenimiento según estado, es necesario poseer un conocimiento exhaustivo de las características geométricas de la vía.

Desde los inicios de la explotación ferroviaria se viene realizando una vigilancia a pie efectuada por el personal de mantenimiento, que con una periodicidad determinada recorren e inspeccionan la vía, anotando en los correspondientes partes de control las anomalías detectadas respecto al estado normal de la vía.

Estas inspecciones se realizan básicamente respecto a los siguientes aspectos:

- Funcionamiento de la red de drenaje, transversal, longitudinal o profundo.
- Estado de los elementos de la plataforma y taludes.
- Estado de los elementos de la superestructura, como la banqueta de balasto, los aparatos de vía, juntas, soldaduras, los pasos a nivel...

Estas inspecciones visuales también se realizan en cabina, pudiendo valorar así también la comodidad y seguridad en la marcha de los trenes.

### 4.2.2. <u>Auscultación geométrica. Parámetros de control</u>

Para controlar en todo momento la calidad geométrica de la vía es fundamental definir qué parámetros se establecen como umbrales, pues luego se contrastan las medidas efectuadas en la vía con los valores máximos admisibles, que en función de la velocidad permiten definir la calidad de la vía o la necesidad en su caso de llevar a cabo una labor de mantenimiento.

La auscultación geométrica persigue la localización geográfica, identificación y cuantificación de defectos geométricos puntuales sobre la vía y los índices de calidad calculados en orden a la desviación típica o media de datos de parámetros predeterminados de geometría de vía lo largo de un tramo de vía de longitud prefijada.

Estos parámetros de geometría de vía deben ser lo suficientemente objetivos, para que se pueda valorar la degradación en la calidad del servicio de la superestructura (figura 4.1.).

Se escogen parámetros que recojan aspectos del estado de servicio de la vía, ligados a las actuaciones a llevar a cabo por motivos de seguridad o confort.



Figura 4.1. Desgaste de carril.

Se distinguen las siguientes categorías reflejadas en la figura 4.2.:

- Nivelación Longitudinal: Define la cota de superficie de rodadura de cada carril de la vía, referidas a un plano de comparación horizontal teórico que será la rasante teórica de la vía en cada punto.
- Nivelación Transversal: Se define como la diferencia de cota existente entre las superficies de rodadura de los carriles de la vía en una sección normal al eje de la vía.
- Alineación: Define la diferencia entre la proyección horizontal de la posición de la cara activa de cada carril y la flecha teórica de una alineación de trazado de la vía.
- Alabeo: Define la distancia vertical entre un punto de la vía y el plano definido por otros tres puntos de la misma, tomados como referencia para evaluar la inscripción y apoyo de las cuatro ruedas de un bogie o de una pareja de ejes montados.
- Ancho de vía: Se define como la diferencia entre caras activas de carriles, medida 14 milímetros por debajo de su superficie de rodadura.



Figura 4.2. Ancho de vía

PARÁMETROS DE CONTROL MEDIDOS	FILTRADO	DEFECTOS DE LA GEOMETRÍA DE LA VIA
	0,03- 0,10 m	Desgaste ondulatorio de onda corta
Aceleraciones en caia de grasa	0,10- 0,30 m	Desgaste ondulatorio de onda media
	0,30-1,00 m	Desgaste ondulatorio de onda larga
	1- 3 m	Desgaste ondulatorio de onda larga
Nivelación	3-25 m	Defectos de nivelación longitudinal de onda corta
longitudinal	25- 70 m	Defectos de nivelación longitudinal de onda media
	70- 120 m	Defectos de nivelación longitudinal de onda larga
	3- 25 m	Defectos de nivelación transversal de onda corta
Nivelación transversal	25- 70 m	Defectos de nivelación transversal de onda media
	70- 120 m	Defectos de nivelación transversal de onda larga
	Base 3m	Defectos de alabeo empate corto
Alabeo	Base 5 m	Defectos de alabeo empate medio
	Base 9 m	Defectos de alabeo empate largo
	3- 25 m	Defectos de alineación de onda corta
Alineación	25- 70 m	Defectos de alineación de onda media
	70- 120 m	Defectos de alineación I de onda larga
And Date of	3 – 25 m	Variación del ancho
Ancho de via	70 – 0 m	Ancho medio
Deafil transitions of		Desgaste vertical del carril
de la cabeza del		Desgaste lateral del carril
carril		Desgaste total
Peralte	70 – 0 m	Insuficiencia o exceso de peralte
Rasante	200 – 0 m	Variación del trazado de la vía en alzado
Curvatura	70 – 0 m	Variación del trazado de la vía en planta

Tabla 4.1. Parámetros de control en la Línea Madrid- Sevilla. Fuente: Ángel Ladrón, 2000

Para conocer el valor de estos parámetros (tabla 4.1.) se realizan auscultaciones programadas mediante el coche de control geométrico, que permite medir en marcha con velocidades entre los 70 km/h y los 200 km/h, bajo carga y de forma continua, buscando mayores rendimientos y con criterios más uniformes. Permite auscultar en intervalos mediante acelerómetros y sensores ópticos y giroscópicos, como el de la figura 4.3.

Esta señal así obtenida representa la diferencia entre la geometría real del parámetro en cuestión y la geometría teórica perfecta.

La amplitud de las señales proporciona el tamaño de los defectos de los parámetros correspondientes.

Los defectos puntuales producen una respuesta dinámica sobre la vía que dependerá según su magnitud y longitud de onda y de las características y velocidad del vehículo ferroviario.

Se fijan así diferentes rangos de longitud de onda (ondas cortas (de 3 a 25 m.), ondas medias (de 25 a 70 m.), ondas largas (de 70 a 120, 150 o 200 m., según el caso)) y para

cada uno de ellos, que relacionan cada tipo de defecto con la longitud de onda que le caracteriza.

Los defectos puntuales sobre la vía, van a producir según su magnitud y longitud de onda y según las características y la velocidad de paso del material, una respuesta dinámica distinta sobre el comportamiento del vehículo



Figura 4.3. Giróscopo sobre eje montado

Como consecuencia de la interacción vía- vehículo, cuando un vehículo recorre la vía, las irregularidades de la misma se transforman en excitaciones armónicas temporales de frecuencia:

$$f = \frac{v}{L_{espacial}}$$
(4.2.2.1.)

Siendo:

Lespacial: longitud en la que se produce el defecto

v: velocidad de circulación del tren.

Estas excitaciones armónicas producen la respuesta dinámica en sus diferentes elementos, por lo que para disminuir estos efectos no deseados es necesario corregir los defectos que se producen en una longitud de onda tal que provocan resonancia con los diferentes elementos del vehículo, esto es, cuando se aproxime a la frecuencia propia del sistema.

Este es el origen, por el que los defectos que se miden, se clasifican en función de la longitud de onda en que se originan:

- Defectos de onda entre 0 y 3 metros, que pueden causar resonancia con las masas no suspendidas de los vehículos.
- Defectos de onda corta, entre 3 y 25 metros, que pueden causar resonancia con las masas semi-suspendidas y suspendidas de los vehículos a cualquier velocidad.

- Defectos de onda media, entre 25 y 70 metros, que pueden provocar resonancia con las masas suspendidas de los vehículos a velocidades medias y altas, afectando al confort del pasajero.
- Defectos de onda larga entre 70 y 120 metros, que puede causar resonancia con las masas suspendidas a velocidades altas o muy altas, afectando también al confort del pasajero.

Se establecen valores límites para estos parámetros de control para decidir el inicio de actuaciones para su mejora. Se fijan las restricciones para las amplitudes o valores límites de los defectos de geometría.

Los defectos de la vía actúan sobre los vehículos que circulan por ella en función de:

- Las características dinámicas de los vehículos.
- La longitud de onda espacial de los defectos.
- La velocidad de paso por ellos

De acuerdo a las características dinámicas habituales de los vehículos ferroviarios, las longitudes de onda de los defectos que deben considerarse en función de las velocidades de circulación de los trenes, son las reflejadas en la tabla 4.2.

Parámetros medidos	Longitud de onda	Velocidad de circulación
Geometría de vía	3 – 25 m	Cualquiera
Ancho de vía medio	> 70 m	Cualquiera
Desgaste lateral de los carriles	-	Cualquiera

Tabla 4.2. Relación de Parámetros y Longitudes de Onda. Fuente: ADIF, 2012.

Se discretizan los tramos de control en tramos unitarios de 200 metros cuantificando:

- Los valores extremos que sirven para analizar los defectos puntuales aislados.
- La desviación típica que servirá para analizar la calidad media de aquellos parámetros que en pequeñas distancias presentan cambios importantes de amplitud.
- El valor medio que representa la tendencia de cada parámetro y nos da idea de la calidad para aquellos parámetros cuya amplitud varía poco en pequeñas distancias.

# 4.2.3. Cuantificación de la calidad geométrica de la vía

Para cada parámetro de control, se establece un valor umbral admisible definido para cada tipología de defecto y en función de la velocidad, puesto que la respuesta dinámica del sistema es función de la velocidad. Se referencia por tanto el estado de la vía a la velocidad de paso de los trenes en ese recorrido, según la tabla 4.3.

	UMBRALES DE INTERVENCIÓN CORRECTIVA									
	Longitud	Ancho de vía		Alabeo						
Velocidad Nivela- ción longitu dinal (mm)	Nivela- ción longitu- dinal (mm)	Alinea- ción (mm)	Nivela- ción trans- versal (mm)	Ancho (varia- ción) mm	Vía abierta (mm)	Vía cerra- da (mm)	Base 3 m (mm)	Base 5 m (mm)	Base 9 m (mm)	
V <u>&lt;</u> 80 km/h	<u>+</u> 16	<u>+</u> 14	<u>+</u> 10	<u>+</u> 9	<u>+</u> 15	<u>+</u> 5	<u>+</u> 5	<u>+</u> 2.8	<u>+</u> 2.3	
80 <u>&lt;</u> ∨ <u>&lt;</u> 120 km/h	<u>+</u> 12	<u>+</u> 10	<u>+</u> 8	<u>+</u> 8	<u>+</u> 10	<u>+</u> 5	<u>+</u> 4	<u>+</u> 2.3	<u>+</u> 1.8	
120 <u>&lt;</u> v <u>&lt;</u> 160 km/h	<u>+</u> 10	<u>+</u> 8	<u>+</u> 7	<u>+</u> 7	<u>+</u> 10	<u>+</u> 4	<u>+</u> 3	<u>+</u> 1.7	<u>+</u> 1.4	
160 <u>&lt;</u> ∨ <u>&lt;</u> 200 km/h	<u>+</u> 9	<u>+</u> 7	<u>+</u> 6	<u>+</u> 6	<u>+</u> 8	<u>+</u> 3	<u>+</u> 2.5	<u>+</u> 1.4	<u>+</u> 1.2	
200 <u>&lt;</u> v <u>&lt;</u> 240 km/h	<u>+</u> 8	<u>+</u> 6	<u>+</u> 5	<u>+</u> 5	<u>+</u> 8	<u>+</u> 3	<u>+</u> 2.2	<u>+</u> 1.1	<u>+</u> 0.9	
240 <u>&lt;</u> v <u>&lt;</u> 280 km/h	<u>+</u> 7	<u>+</u> 5	<u>+</u> 4	<u>+</u> 4	<u>+</u> 7	<u>+</u> 2	<u>+</u> 2	<u>+</u> 0.9	<u>+</u> 0.7	
280 <u>&lt;</u> ∨ <u>&lt;</u> 320	<u>+</u> 6	<u>+</u> 4	<u>+</u> 3	<u>+</u> 3	<u>+</u> 7	<u>+</u> 2	<u>+</u> 1.8	<u>+</u> 0.7	<u>+</u> 0.5	
320 <v< td=""><td><u>+</u>5</td><td><u>+</u>3</td><td><u>+</u>2</td><td><u>+</u>2</td><td><u>+</u>6</td><td><u>+</u>1</td><td><u>+</u>1.7</td><td><u>+</u>0.6</td><td><u>+</u>0.4</td></v<>	<u>+</u> 5	<u>+</u> 3	<u>+</u> 2	<u>+</u> 2	<u>+</u> 6	<u>+</u> 1	<u>+</u> 1.7	<u>+</u> 0.6	<u>+</u> 0.4	

Tabla 4.3. Valores umbrales de la amplitud de los defectos relativos a la alineación, nivelación y ancho de vía, empleados en la línea de Alta Velocidad Madrid- Sevilla. Fuente: Gallego, 2004

Desarrolla Gallego en su tesis del 2004 cómo, en la línea Madrid- Sevilla, se han utilizado dos sistemas diferentes para cuantificar el estado geométrico de la vía. Al inicio de los trabajos de mantenimiento con la apertura de la línea en el año 1992 hasta el año 2003, se seguía los índices marcados en la UIC 518:1998, para velocidades entre 200 km/h y 300 km/h, los índices Q<sub>N1</sub> y Q<sub>N2</sub>.

Estos índices Q<sub>N1</sub> y Q<sub>N2</sub>, se obtienen de medidas tomadas con el vehículo de medida. En este vehículo, la función de transferencia del sistema de medida es igual a uno para todas las longitudes de onda de 3 a 25 metros, que es el caso normal en todos los sistemas de medición con sistemas fijos de referencia inerciales. La ficha UIC 518 OR sobre "Ensayos y homologación de vehículos ferroviarios, desde el punto de vista del comportamiento dinámico –seguridad – fatiga de la vía – calidad de marcha" en su anejo D fija los estándares de calidad de vía (para ancho 1435 mm), discriminando los valores que se representan en la tabla 4.4.:

Para una sección determinada de vía, se fijan en esta misma normativa los valores límite de alineación vertical y lateral para errores puntuales de la vía, reflejados en la tabla 4.5.

Standard deviation	Vertical a	alignment	Lateral alignment		
	QN <sub>1</sub> (mm)	QN <sub>2</sub> (mm)	QN <sub>1</sub> (mm)	QN <sub>2</sub> (mm)	
V ≤ 80 km/h	2,3	2,6	1,5	1,8	
80 <  V ≤ 120 km/h	1,8	2,1	1,2	1,5	
120 < V ≤ 160 km/h	1,4	1,7	1,0	1,3	
160 <  V ≤ 200 km/h	1,2	1,5	0,8	1,1	
200 < V ≤ 300 km/h	1,0	1,3	0,7	1,0	
V > 300 km/h	To be determined				

Tabla 4.4. Valores de la desviación estándar para alineación vertical y lateral de la vía. UIC518 OR

Maximum isolated	Vertical a	alignment	Lateral alignment		
error	QN <sub>1</sub> (mm)	QN <sub>2</sub> (mm)	QN <sub>1</sub> (mm)	QN <sub>2</sub> (mm)	
V ≤ 80 km/h	12	16	12	14	
80 < V ≤ 120 km/h	8	12	8	10	
120 < V ≤ 160 km/h	6	10	6	8	
160 <  V ≤ 200 km/h	5	9	5	7	
200 < V ≤ 300 km/h	4	8	4	6	
V > 300 km/h	To be determined				

Tabla 4.5. Valores límite para errores puntuales para alineación vertical y lateral en la vía. UIC518 OR

Según la mencionada norma UIC 518:

- El porcentaje de desviaciones típicas y valores máximos menores o iguales al índice Q<sub>N1</sub> debe ser como mínimo del 50%
- El porcentaje valores iguales o menores de Q<sub>N2</sub> debe ser al menos del 90%.

No cumpliéndose estos umbrales la vía será puesta en vigilancia o se programará una operación correctiva.

- Q<sub>N1</sub>: este valor implica una puesta en vigilancia de la vía o programar una acción correctiva.
- Q<sub>N2</sub>: este valor indica una actuación correctiva a corto plazo.

A partir del año 2001, personal de RENFE establece una nueva metodología basada en el control del parámetro Ic o índice de calidad geométrica. Esta nueva metodología establece igualmente unos umbrales para la amplitud y para la desviación típica, que son también función de la velocidad.

# 4.2.4. Auscultación dinámica

Los posibles defectos de nivelación longitudinal, nivelación transversal o alineación en recta, entre otros, pueden producir trastornos en el movimiento del tren, generando aceleraciones verticales y laterales, que pueden llegar a afectar al material móvil, pudiendo afectar al confort del pasajero o incluso la seguridad del vehículo ferroviario frente al vuelco.

La auscultación dinámica consiste en medir estas aceleraciones verticales y laterales en distintos puntos del tren al circular a distintas velocidades y controlar los parámetros de control en función de que estas aceleraciones rebasen los valores establecidos de control.

Para las líneas de alta velocidad y tráfico exclusivo de viajeros parece más apropiado la auscultación dinámica, pues como consecuencia de la interacción vía vehículo a altas velocidades, se generan unas acciones dinámicas que es necesario controlar para verificar que no se superan igualmente los valores establecidos como admisibles, esto es el valor umbral.

Este control se realiza en los lapsos entre auscultaciones geométricas sucesivas durante el recorrido de la vía por coches laboratorios o en coches circulantes en explotación debidamente instrumentados.

En función de las frecuencias y sus amplitudes se pueden determinar algunos tipos de defectos de la vía (traviesas desconsolidadas, desgaste ondulatorio, soldaduras desniveladas o defectos en el plano de rodadura de carril).

En su realización, se toman las siguientes medidas:

- Aceleraciones laterales en bogie (A<sub>lb</sub>): Los acelerómetros se encuentran instalados en el centro de los bastidores de los bogies. Los datos son filtrados con un filtro paso- baja a una frecuencia de 0.5 Hz.
- Aceleraciones verticales en caja de grasa (Avc): Se mide en cajas diagonales de dos ejes de un mismo bogie, para auscultar independientemente cada hilo de la vía. Los datos son filtrados con un filtro paso-bajo a una frecuencia de 20 Hz.
- Aceleraciones laterales en caja de vehículo (A<sub>IV</sub>): Los sensores de medida, van instalados sobre el suelo de la caja del vehículo. Los datos son filtrados con un filtro paso-bajo a una frecuencia de 10 Hz.
- Aceleraciones verticales en caja de vehículo (Avv): El emplazamiento es el mismo que en el del caso anterior. Los datos son filtrados con un filtro pasobajo a una frecuencia de 20 Hz.

El coche laboratorio, que puede verse en la figura 4.4., tiene instalados los acelerómetros distribuidos según el nivel de amortiguamiento de la suspensión y llevan un sistema de filtrado.

Pueden realizarse estas medidas también directamente a bordo de trenes comerciales mediante la denominada "maleta de confort", equipo que mide aceleraciones verticales y laterales a las que está sometido el viajero, sin tener en cuenta esfuerzos de ripado sobre la vía.



Figura 4.4. Sensores acelerométricos en rama EUROMED

Se han fijado unos umbrales para cada aceleración registrada que vienen representados en la tabla 4.6.

Intervalos de aceleraciones (m/s²)								
Alb		Avc Alv A		Avv		Acción recomendada		
0.0	2.0	0.0	30	0.0	1.5	0.0	1.0	Nivel de control normal
2.0	4.0	30	50	1.5	2.0	1.0	2.0	Nivel de control intenso
4.0	6.0	50	70	2.0	2.5	2.0	2.5	Comprobación y corrección programadas
>6.0		>70		>2.5		>2.5		Comprobación y corrección inmediatas

Tabla 4.6. Valores umbrales de aceleraciones que se controlan en la auscultación dinámica. Fuente: A. Ladrón, 2000

# 5. MODELOS DINÁMICOS DEL BOGIE Y DE LA VÍA

Se desarrolla una introducción a los sistemas lineales y a la dinámica vertical de la vía, para su posterior aplicación al desarrollo práctico de este trabajo. Se han tomado como guías los programas propuestos en el texto de Dinámica Vertical de Melis 2008, primer texto sobre dinámica de la vía y tratamiento de señales digitales en ferrocarriles

# 5.1. DINÁMICA DE VÍA BÁSICA

Se supone una simplificación del sistema, tomando cada parte o elemento constituyente de forma independiente, como un modelo de una sola masa.

Así se modeliza el vehículo ferroviario como un sistema formado por un conjunto de masas rígidas unidas entre sí por un conjunto de muelles y amortiguadores como figura en el siguiente esquema simplificado y su correspondencia en la realidad, reflejados en la figura 5.1.



Figura 5.1. Modelo simplificado de un vehículo ferroviario. Fuente: Melis, 2011

El movimiento del tren sobre la vía, dependerá tanto de las características de la vía como las características del material móvil.

Se estudia la dinámica vertical de la vía mediante los modelos dinámicos de masas, muelles y amortiguadores.

### 5.2. MODELO DE UNA MASA

Como primera introducción a la solución numérica del sistema, se comienza suponiendo un sistema dinámico formado por un eje montado o masa no suspendida circulando sobre la vía. Sería el modelo de una masa, esto es, el eje montado sobre la vía, como se refleja en la figura 5.2. Se trata del modelo más sencillo posible.



Figura 5.2. Modelo de una masa. Fuente: Melis, 2008

El sistema al detectar una posible irregularidad en la vía, producirá un movimiento vertical de la masa no suspendida, cuyas aceleraciones ejercen los esfuerzos dinámicos en la vía, que provocarán, como ya se ha comentado, el progresivo deterioro de la vía, así como aceleraciones que se transmitirán hacia el vehículo, afectando al material móvil y al confort del viajero.

El resorte y el amortiguador simulan los elementos constituyentes de la superestructura, los elementos bajo la rueda, esto es, la rigidez del pad bajo patín, la rigidez de las capas inferiores de balasto, subbalasto, capa de forma y plataforma, así como el contacto rueda-carril.

La masa vibrante, en este modelo de una masa, corresponde al eje montado.

### 5.2.1. Vibraciones libres. Amortiguamiento nulo

Si se considera el amortiguamiento nulo, el sistema compuesto de una sola masa, queda reducido a un resorte de constante K que al sufrir un alargamiento o acortamiento 'x' desde la posición inicial de equilibrio, ejerce una fuerza 'F' lineal y proporcional a la constante de elasticidad del resorte, esto es:

$$F = Kx \tag{5.2.1.1.}$$

Siendo:

K= constante de rigidez del muelle (N/m)

Si a partir del estado inicial de equilibrio en este caso se proporciona a la masa un alargamiento o acortamiento infinitesimal  $\Delta x$ , la ecuación del movimiento se obtiene a partir de la ecuación del movimiento de Newton (mx"+kx=0). La solución analítica sería:

$$x = Asen\left(\sqrt{\frac{k}{m}}t\right) + B\cos\left(\sqrt{\frac{k}{m}}t\right)$$
(5.2.1.2.)

Siendo A y B constantes que dependerán de la posición y velocidad inicial del sistema. Como se ha supuesto que el sistema parte del reposo y se ha denominando a la posición inicial del sistema x<sub>0</sub>, la ecuación del movimiento queda de la siguiente forma:

$$x = x_o \cos\left(\sqrt{\frac{k}{m}t}\right) \tag{5.2.1.3.}$$

Siendo así un movimiento armónico sinusoidal (infinito en el tiempo) de periodo:

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{k}{m}}}$$
(5.2.1.4.)

Por lo tanto la frecuencia natural del sistema es:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \tag{5.2.1.5.}$$

El movimiento es sinusoidal y por haberse considerado que el amortiguamiento es nulo, se puede considerar que es infinito en el tiempo.

En estos casos para reducir la frecuencia propia se puede aumentar la masa vibrante o reducir la constante del resorte. Para aumentar la frecuencia propia, se procedería de forma contraria.

#### 5.2.2. <u>Vibraciones libres. Amortiguamiento no nulo</u>

Si se considera que sí hay amortiguamiento, se incluye un factor de amortiguamiento en paralelo al resorte. Para este caso, al sufrir el sistema un alargamiento o acortamiento, el amortiguador ejerce una fuerza proporcional a la constante de amortiguamiento.

La amortiguación en los vehículos ferroviarios se consigue habitualmente mediante el uso de elementos viscosos y de fricción

La frecuencia propia es cercana a la del caso sin amortiguamiento si la masa es muy grande o el amortiguamiento pequeño.

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m} - \frac{c^2}{4m^2}} = \sqrt{\omega_n^2 - \frac{c^2}{4m^2}}$$
(5.2.2.1.)

Para estos casos también hay solución y se encuentra en todos los textos de dinámica recogidos por ejemplo en el capítulo I del texto de Melis (2008). En estos casos se distingue en función del valor del amortiguamiento crítico.

 Para amortiguamiento subcrítico donde el valor de amortiguamiento es inferior al valor crítico, se obtiene un movimiento armónico amortiguado de frecuencia propia p. La amplitud de oscilación va reduciéndose en el tiempo en función del factor.

$$e^{-\frac{c}{2m}t}$$

(5.2.2.2.)

Si se compara la frecuencia propia de esta oscilación con la del sistema sin amortiguamiento se comprueba en el texto mencionado que es menor que la frecuencia del sistema sin amortiguamiento. Si el amortiguamiento es pequeño, la diferencia es pequeña y se puede despreciar. Por eso en la práctica es habitual considerar el amortiguamiento nulo

- Para amortiguamiento supercrítico, donde el valor de amortiguamiento es superior al valor crítico el movimiento no es vibratorio. El amortiguamiento hace que la masa vuelva a la posición de reposo despacio y sin oscilar, por lo que no tiene factor periódico, como se ve en la figura 5.3.
- Para el caso del amortiguamiento igual al valor crítico,

$$c = 2\sqrt{km} \tag{5.2.2.3.}$$



Figura 5.3 Vibraciones amortiguadas

## 5.2.3. Soluciones por la transformada de Fourier

Se describe en este capítulo los estudios del matemático y físico francés Juan Bautista Fourier, desarrollados en detalle en el capítulo I del texto de Dinámica Vertical de la vía (2008), donde se desarrolla la teoría base de la transformada de Fourier, así como la transformada discreta y la transformada rápida de Fourier, ampliamente utilizada en el modelo de cálculo de este trabajo, para la obtención de las frecuencias propias en estudio.

El desarrollo en serie de Fourier se basa en que cualquier función, que cumpla unas determinadas condiciones, puede aproximarse por suma de funciones sinusoidales, sumas de curvas de senos o cosenos de amplitudes variables y longitudes de onda variables, que vienen dadas por las siguientes expresiones.

Se parte de una función periódica cualquiera, esto es:

Esta función se define para el intervalo [-L/2, L/2] y por lo tanto de periodo L.

Una función en la que se cumple f(x)=F(x+L), puede aproximarse por un desarrollo en serie de senos y cosenos dentro del intervalo definido.

$$f(x) = \sum_{0}^{\infty} (a_n \cos \frac{2n}{L} x + b_n \sin \frac{2n}{L} x)$$
(5.2.3.2.)

Siendo:

$$a_n = \frac{2}{L} \int_{-L/2}^{L/2} f(x) \cos \frac{2n}{L} x dx$$
 (5.2.3.3.)

$$b_n = \frac{2}{L} \int_{-L/2}^{L/2} f(x) \operatorname{sen} \frac{2n}{L} x dx$$
 (5.2.3.4.)

Para que una función pueda ser desarrollada en series de Fourier, esta función debe cumplir las condiciones conocidas como condiciones de Dirichlet y cumplir dentro del intervalo estudiado:

- Ser una función continua, o con un número finito de discontinuidades finitas.
- La función ha de estar definida y ser unívoca.

La transformada de Fourier se utiliza mucho para el análisis de las señales digitales. En el caso de la auscultación ferroviaria, las longitudes de onda de las sinusoides que componen cada tramo, varían desde cero hasta la longitud del tramo en estudio.

La transformada de Fourier es universalmente usada pues consigue el traspaso de las señales desde el dominio del tiempo al dominio de la frecuencia y de esta manera se puede realizar un análisis en frecuencias. Otra idea fundamental es la descomposición de una señal compleja en un sumatorio de señales simples.

La transformada continua de Fourier de una señal x(t) no periódica de duración finita se define como:

$$X(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t)e^{-i\omega t} dt$$
 (5.2.3.5.)

Para la ingeniería ferroviaria se toma el perfil de la vía como una sucesión de senos y cosenos de distintas amplitudes, pero dado que de una vía férrea no se tiene normalmente el conocimiento total de las cotas de la vía que definen su perfil longitudinal, se usa la transformada discreta de Fourier.

Se tiene así las cotas en un número de puntos determinados, con una distancia en el muestreo, que se suele denominar  $\Delta x$  (distancia entre los puntos tomados del perfil longitudinal), se usa la transformada discreta de Fourier (TDF), que se considera como la sucesión bidimensional de senos y cosenos de longitud de onda N/k y amplitudes que vienen dadas por las siguientes expresiones:

$$a_{k} = \frac{2}{N} \sum_{0}^{-1} z_{n} \cos \frac{2}{N} fn$$
 (5.2.3.6.)

$$b_k = \frac{2}{N} \sum_{0}^{-1} z_n sen \frac{2}{N} fn$$
 (5.2.3.7.)

Siendo K=0, 1, 2...

Cada una de las cotas del perfil longitudinal, una vez obtenidas las amplitudes de las N/2 sinusoides con las expresiones anteriores se obtiene de la siguiente expresión, tomada del texto de Melis (2008):

$$z_n = \frac{1}{2}a_0 + \sum_{k=1}^{q} (a_k \cos \frac{2\pi}{N}kn + b_k sen \frac{2\pi}{N}kn)$$
(5.2.3.8.)

Siendo N el número de cotas del perfil tomadas.

### 5.3. MODELO DE DOS MASAS

Se considera ahora que se introduce en el sistema una nueva masa, que sería la masa equivalente a la masa del bogie. Se obtiene así un modelo dinámico de dos masas., como se ve en la figura 5.4.

La suspensión se considera el conjunto de elementos elásticos, amortiguadores y elementos asociados que conectan las cajas de grasa al bastidor de bogie y éste a la caja del vehículo.

La suspensión primaria del vehículo se dispone entre la masa del eje y la masa del bogie y suspensión secundaria a los que unen el bastidor de bogie a la caja del vehículo.

A veces es necesario estimar las frecuencias propias de cada una de las dos masas vibrantes dentro del sistema.



Figura 5.4. Modelo de dos masas. Fuente: Melis, 2008

Se parte de las ecuaciones diferenciales del sistema tomando  $x_2$  como la masa superior y  $x_1$  como la masa inferior, por lo que se puede plantear el siguiente sistema de ecuaciones:

$$m_{1} x_{1}^{"} = c_{2} x_{2}^{'} - (c_{1} + c_{2}) x_{1}^{'} + k_{2} x_{2} - (k_{1} + k_{2}) x_{1} + c_{1} z^{'} + k_{1} z$$
  

$$m_{2} x_{2}^{"} = - c_{2} x_{2}^{'} + c_{2} x_{1}^{'} - k_{2} x_{2} + k_{2} x_{1}$$
(5.3.1.)

Anulando los amortiguamientos y las fuerzas externas quedan en la forma

$$m_{1} x_{1}^{"} = k_{2} x_{2} - (k_{1} + k_{2}) x_{1}$$
  

$$m_{2} x_{2}^{"} = -k_{2} x_{2} + k_{2} x_{1}$$
(5.3.2.)

Se prueban a continuación las soluciones  $x_1 = A_1$  sen  $\omega t$ ,  $x_2 = A_2$  sen  $\omega t$  y se obtienen las ecuaciones:

$$-\mathbf{m}_{1} \omega^{2} \mathbf{X}_{1} \operatorname{sen} \omega t = \mathbf{k}_{2} \mathbf{X}_{2} \operatorname{sen} \omega t - (\mathbf{k}_{1} + \mathbf{k}_{2}) \mathbf{X}_{1} \operatorname{sen} \omega t$$
  
$$-\mathbf{m}_{2} \omega^{2} \mathbf{A}_{2} \operatorname{sen} \omega t = -\mathbf{k}_{2} \mathbf{A}_{2} \operatorname{sen} \omega t + \mathbf{k}_{2} \mathbf{A}_{1} \operatorname{sen} \omega t$$
(5.3.3.)

es decir:

$$\begin{bmatrix} k_{1}+k_{2}-m_{1}\omega^{2} \end{bmatrix} A_{1}-k_{2}A_{2} = 0$$
  
- k\_{2}A\_{1}+ 
$$\begin{bmatrix} k_{2}-m_{2}\omega^{2} \end{bmatrix} A_{2} = 0$$
 (5.3.4.)

Las dos frecuencias buscadas, en radianes/segundo, son la solución del determinante

$$\begin{vmatrix} \frac{k_1 + k_2}{m_1} - \omega^2 & \frac{-k_2}{m_1} \\ \frac{-k_2}{m_2} & \frac{k_2}{m_2} - \omega^2 \end{vmatrix} = 0$$
(5.3.5.)

que a su vez son los autovalores de la matriz A,

$$\mathbf{A} = \begin{vmatrix} \frac{\mathbf{k}_{1} + \mathbf{k}_{2}}{\mathbf{m}_{1}} & \frac{-\mathbf{k}_{2}}{\mathbf{m}_{1}} \\ \frac{-\mathbf{k}_{2}}{\mathbf{m}_{2}} & \frac{\mathbf{k}_{2}}{\mathbf{m}_{2}} \end{vmatrix}$$
(5.3.6.)

#### **MODELO DE TRES MASAS** 5.4.

Se introduce en el sistema la suspensión secundaria, incluyendo la masa de la caja del vehículo ferroviario, llegando al sistema de tres masas como se ve en la figura 5.5.



Figura 5.5. Modelo de tres masas. Fuente: Melis, 2008

En este nuevo modelo, al incluir la masa que simula la caja del vehículo ferroviario, bien la caja de pasajeros o de la locomotora se coloca la suspensión secundaria entre el bogie y el vehículo.

El amortiguador y resorte entre las masas intermedias e inferior simulan la suspensión primaria del bogie y el resorte y amortiguador inferior simulan los elementos situados bajo la rueda.

Para el sistema de tres masas, las ecuaciones diferenciales del sistema son la masa superior que se denota como  $x_3$ , la masa intermedia que se nota  $x_2$  y la masa inferior  $x_1$ .

.

$$\begin{aligned} x_{3}'' &= -\frac{c_{3}}{m_{3}}x_{3}' + \frac{c_{3}}{m_{3}}x_{2}' - \frac{k_{3}}{m_{3}}x_{3} + \frac{k_{3}}{m_{3}}x_{2} \\ x_{2}'' &= +\frac{c_{3}}{m_{2}}x_{3}' - \frac{c_{3} + c_{2}}{m_{2}}x_{2}' + \frac{c_{2}}{m_{2}}x_{1}' + \frac{k_{3}}{m_{2}}x_{3} - \frac{k_{3} + k_{2}}{m_{2}}x_{2} + \frac{k_{2}}{m_{2}}x_{1} \\ x_{1}'' &= \frac{c_{2}}{m_{1}}x_{2}' - \frac{c_{1} + c_{2}}{m_{1}}x_{1}' + \frac{k_{2}}{m_{1}}x_{2} - \frac{k_{1} + k_{2}}{m_{1}}x_{1} + \frac{c_{1}}{m_{1}}x_{1} + \frac{k_{1}}{m_{1}}x_{2} \\ \end{aligned}$$
(5.4.1.)

Y anulando los amortiguamientos y las fuerzas externas quedan en la forma

1

$$\begin{aligned} \mathbf{x}_{1}^{"} &= \frac{\mathbf{k}_{2}}{\mathbf{m}_{1}} \, \mathbf{x}_{2} - \frac{\mathbf{k}_{1} + \mathbf{k}_{2}}{\mathbf{m}_{1}} \, \mathbf{x}_{1} \\ \mathbf{x}_{2}^{"} &= \frac{\mathbf{k}_{3}}{\mathbf{m}_{2}} \, \mathbf{x}_{3} - \frac{\mathbf{k}_{3} + \mathbf{k}_{2}}{\mathbf{m}_{2}} \, \mathbf{x}_{2} + \frac{\mathbf{k}_{2}}{\mathbf{m}_{2}} \mathbf{x}_{1} \\ \mathbf{x}_{3}^{"} &= -\frac{\mathbf{k}_{3}}{\mathbf{m}_{3}} \mathbf{x}_{3} + \frac{\mathbf{k}_{3}}{\mathbf{m}_{3}} \, \mathbf{x}_{2} \end{aligned}$$
(5.4.2.)

Probando las soluciones sinusoidales  $x_1 = A_1$  sen  $\omega t$ ,  $x_2 = A_2$  sen  $\omega t$ ,  $x_3 = A_3$  sen  $\omega t$ , se obtienen las ecuaciones

$$\left[\frac{\mathbf{k}_{1}+\mathbf{k}_{2}}{\mathbf{m}_{1}}-\omega^{2}\right]\mathbf{A}_{1}\operatorname{sen}\omega t - \frac{\mathbf{k}_{2}}{\mathbf{m}_{1}}\mathbf{A}_{2}\operatorname{sen}\omega t = 0$$
  
-  $\frac{\mathbf{k}_{2}}{\mathbf{m}_{2}}\mathbf{A}_{1}\operatorname{sen}\omega t + \left[\frac{\mathbf{k}_{3}+\mathbf{k}_{2}}{\mathbf{m}_{2}}-\omega^{2}\right]\mathbf{A}_{2}\operatorname{sen}\omega t - \frac{\mathbf{k}_{3}}{\mathbf{m}_{2}}\mathbf{A}_{3}\operatorname{sen}\omega t = 0$   
-  $\frac{\mathbf{k}_{3}}{\mathbf{m}_{3}}\mathbf{A}_{2}\operatorname{sen}\omega t + \left[\frac{\mathbf{k}_{3}}{\mathbf{m}_{3}}-\omega^{2}\right]\mathbf{A}_{3}\operatorname{sen}\omega t = 0$  (5.4.3.)

Y las frecuencias naturales son las raíces cuadradas de los autovalores de la matriz

$$\frac{\mathbf{k}_{1} + \mathbf{k}_{2}}{\mathbf{m}_{1}} \quad \frac{-\mathbf{k}_{2}}{\mathbf{m}_{1}} \quad 0 \\
\frac{-\mathbf{k}_{2}}{\mathbf{m}_{2}} \quad \frac{\mathbf{k}_{3} + \mathbf{k}_{2}}{\mathbf{m}_{2}} \quad \frac{-\mathbf{k}_{3}}{\mathbf{m}_{2}} \\
0 \quad \frac{-\mathbf{k}_{3}}{\mathbf{m}_{3}} \quad \frac{\mathbf{k}_{3}}{\mathbf{m}_{3}}$$
(5.4.4.)

### 5.5. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS Y FRECUENCIAS DE VIBRACIÓN

Se justifica en este apartado porqué para este trabajo se ha adoptado el modelo de una masa.

Se obtienen a continuación las frecuencias de las masas suspendidas y semisuspendidas, así como las frecuencias de las masas no suspendidas. Se verá como las frecuencias de las masas suspendidas y semi-suspendidas son pequeñas y despreciables frente a la frecuencia propia del eje montado.

Se consideran masas suspendidas a las masas del vehículo por encima de la suspensión primaria y masas no suspendidas a aquellas que gravitan directamente sobre el carril sin el intermedio de un elemento elástico.

Las masas no suspendidas están compuestas generalmente por los ejes montados, cajas de grasa, elementos de la transmisión en el caso de bogies motores y los elementos del sistema de freno, solidarios con el cuerpo de eje o las ruedas. Para reducir las solicitaciones sobre la vía, interesa reducir estas masas no suspendidas.

Vienen reflejados en la tabla 5.1., las características de la serie 112 de TALGO, sus masas, así como la rigidez de sus componentes y el coeficiente de amortiguación. Se considera el eje montado la masa no suspendida, la caja del vehículo la masa suspendida y la masa del bogie, la masa semi- suspendida.

	Motriz	Coches	
	Bogie	Rodal	
SUSPENSIÓN PRIMARIA	Rigidez (K)	8,80E+06	5,66E+06
	Amortiguamiento	1,20E+05	6,40E+04
SUSPENSIÓN SECUNDARIA	Rigidez (K)	1,20E+06	5,52E+05
	Amortiguamiento	2,00E+05	2,20E+05
Masa no suspendida	kg	4,48E+03	1,79E+03
Masa semi suspendida	kg	7,10E+03	1,76E+03
Masa suspendida	kg	2,22E+03	1,35E+03

Tabla 5.1. Características material móvil de Talgo. Fuente: Talgo, 2012.

Para calcular la rigidez y el amortiguamiento, se toma la mitad de los datos dados en la tabla por el fabricante, pues éstos corresponden al total del rodal.

- Masa no suspendida: 1.789/2=894,5 kg
- Masa semi suspendida: 1.757/2=878,5 kg
- Masa suspendida: 13.454/2=6.727 kg
- Rigidez suspensión primaria: 2,83 +06 N/m
- Rigidez suspensión secundaria: 2,76 +05 N/m

Total =894,5 kg+878,5 kg+13.454/2=6.727 kg= 8500 kg.

Lo que supone una carga por rueda de 83,3 KN.

Esta carga por rueda, resultado de los datos facilitados por el fabricante TALGO, han podido ser contrastados con datos reales de vía, a partir de los estudios realizados dentro del marco de colaboración entre Adif y Cedex, desarrollado entre los años 2006 y 2009, denominado, "Soluciones constructivas en las zonas de transición para optimizar el cambio de rigidez de plataforma", desarrollados en el artículo consultado de A. Tijera et al, "Variaciones de rigidez de vía en zonas de transición".

Aunque este estudio sólo se realiza instrumentado secciones en bloques técnicos de transición, sí se ha podido correlacionar los valores máximos, mínimos y medios de carga por rueda, obtenidos para cada sección en el tráfico rodado de una vía de alta velocidad en servicio, análoga al tráfico del tramo en estudio.

En este trabajo de referencia, para la obtención de las cargas se siguió un proceso de medida basado en los datos tomados a partir del registro de dos bandas extensométricas instaladas en el carril y un nuevo método desarrollado para el propio trabajo, en el cual, se obtienen las cargas a partir de los datos que aporta una única

banda extensométrica y la aplicación de un determinado factor corrector determinado empíricamente.

En este trabajo consultado, los valores medios de carga por rueda obtenidos para las diferentes secciones fueron:

- S1: 78 KN.
- S2: 84 KN.
- S3: 78 KN.
- S4: 80 KN.
- S5: 72 KN.

Estos registros de carga dejan del lado de la seguridad el valor de la carga por rueda tomado para esta tesis.

#### 5.5.1. Frecuencia propia del eje montado (masa no suspendida)

A lo largo de la historia han aparecido diversas formulaciones y teorías, cuya finalidad era la evaluación de la rigidez vertical de una vía ferroviaria, como se desarrolla en detalle en el apartado siguiente correspondiente al estado del arte de los estudios de elasticidad de la vía, en el siguiente capítulo.

De esta forma han aparecido teorías como la del Coeficiente de Balasto, la de Timoschenko-Saller-Henkel, la del Modulo de vía y la de Coeficiente de Rigidez de Apoyo.

En 1995 Hutter concluyó el coeficiente de reacción asimilándolo a un muelle cuya rigidez equivalente, denominada como K<sub>eq</sub>, viene definida de forma indirecta por la rigidez vertical de cada uno de los componentes de la vía que se encuentran por debajo del carril en el sentido vertical.

La generalización a un número infinito de vanos es la aportación de Unold y Dischinger, método analizado y desarrollado por Carlos Lorente de No en la monografía 'Viga continua sobre apoyos elásticos' en el tratado de Geotecnia y Cimientos del profesor Jiménez Salas, Tomo III, primera parte y desarrollada igualmente por el profesor Melis en su libro de Dinámica vertical de la vía.

Este método permite analizar el descenso de una vía debido a la rigidez vertical de todo lo que hay bajo el carril, desde las placas de asiento, la sujeción y toda la infraestructura, capas de balasto, subbalasto y plataforma.

El método de Lorente-Unold resuelve el problema de cálculo de la vía real pero es válido solamente para el caso de vanos de la misma longitud y la misma rigidez en los apoyos.

Partiendo del caso general de cálculo asimilando la vía férrea a una viga continua, se resuelve el sistema por cálculo de estructuras considerando, como describe Melis (2008), un número determinado de nudos en la viga y aplicando en cada nudo las ecuaciones de igualdad de giro a ambos lados y de igualdad de reacciones.

Es usual considerar por simplicidad el caso de un solo vano cargado y una vez resuelto este caso y calculadas las reacciones, descensos y momentos en cada nudo, calcular por superposición.

El método desarrollado por Unold y Dischinger y posteriormente resumido y desarrollado en su monografía por Carlos Lorente de Nó, tiene el inconveniente las simplificaciones que se suponen, estableciendo todos los vanos de la viga con la misma longitud y rigidez vertical.

Estas hipótesis son suficientes en la mayor parte de los casos, pero la solución completa es la correspondiente a una viga sobre apoyos elásticos en la que cada vano pueda tener una longitud y una inercia distinta y cada apoyo pudiera tener una rigidez vertical distinta.

En este estudio, dado que se han seleccionado para el análisis tramos homogéneos de vía, sin considerar zonas de transición con aparatos de dilatación cuyo vano al contraerse el viaducto puede llegar al doble o al triple de la distancia entre traviesas usual de 0.6 metros, y no se han considerado zonas de aparatos de vía donde la distancia entre las longarinas puede ser diferente a la distancia normal entre traviesas, es suficiente la simplificación del método aportado de Lorente.

Cuando se habla de la rigidez global sin carril se considera como la suma de la rigidez a flexión de carril y la rigidez de cada uno de los elementos bajo patín que se acaban de enumerar.

Esta rigidez vertical conjunta se puede calcular de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\frac{1}{\text{Ktotal}} = \frac{1}{\text{Kbalasto}} + \frac{1}{\text{Kplaca}} + \frac{1}{\text{Kplataform a}}$$
(5.5.1.1.)

Siendo,

Ktotal: Rigidez Vertical de la vía (KN/mm).

Kbalasto: Rigidez vertical del Balasto (KN/mm).

K<sub>placa</sub>: Rigidez Vertical de la Placa de Asiento (KN/mm).

K<sub>plataforma</sub>: Rigidez Vertical de la Plataforma (KN/mm).

Se supone para este cálculo que las rigideces de la traviesa y el carril son muy altas por lo que no se considera su aportación en este cálculo. Se tantea como primera aproximación unos valores cercanos a los habituales descensos, según la innumerable bibliografía editada al respecto, unos asientos medios al paso del tráfico ferroviario para una infraestructura análoga a la desarrollada en el presente trabajo, moviéndonos en unos valores en el entorno de un milímetro, representados en la figura 5.6.

- Suponiendo un asiento total al paso de la rueda de 1,1 mm: La rigidez vertical global resulta ser 75,45 KN/mm.
- Suponiendo un asiento total al paso de la rueda de 1,0 mm: La rigidez vertical global resulta ser 83,33 KN/mm.
- Suponiendo un asiento total al paso de la rueda de 0,9 mm: La rigidez vertical global resulta ser 92,58 KN/mm.
- Suponiendo un asiento total al paso de la rueda de 0,8 mm: La rigidez vertical global resulta ser 104,16 KN/mm.
- Suponiendo un asiento total al paso de la rueda de 0,7 mm: La rigidez vertical global resulta ser 119,04 KN/mm.
- Suponiendo un asiento total al paso de la rueda de 0,6 mm: La rigidez vertical global resulta ser 138,88 KN/mm.





Se calcula la frecuencia propia del eje, en el material móvil, reflejadas en la figura 5.7., simplificando el cálculo de la frecuencia de vibración, al modelo de una sola masa, con amortiguamiento nulo y vibraciones libres. La masa del semieje del rodal de TALGO es de aproximadamente 895 kg. La frecuencia propia de la masa vibrante no suspendida, se obtiene de la expresión:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}}$$
 (5.5.1.2.)

- Suponiendo una rigidez vertical global de 75,45 KN/mm., la frecuencia propia resulta 45,62Hz
- Suponiendo una rigidez vertical global de 83,33 KN/mm., la frecuencia propia resulta 48,46 Hz
- Suponiendo una rigidez vertical global de 92,58 KN/mm., la frecuencia propia resulta 51,18 Hz
- Suponiendo una rigidez vertical global de 104,16 KN/mm., la frecuencia propia resulta 54,29 Hz
- Suponiendo una rigidez vertical global de 119,04 KN/mm., la frecuencia propia resulta 58,04 Hz
- Suponiendo una rigidez vertical global de 138,88 KN/mm., la frecuencia propia resulta 62,69 Hz



Figura 5.7. Frecuencia propia del eje montado

Se comprueba si las frecuencias propias del eje montado se encuentran en estos intervalos, para verificar si la frecuencia propia del eje montado variará entre 30 y 60 Hz, dependiendo de la rigidez vertical global de la vía con carril, por lo que habrá que analizar la aparición de estas frecuencias en las medidas tomadas en la vía.

La rigidez a flexión del carril es conocida, pues se sabe que se trata de carril UIC- 60 de 60 kg de masa por metro lineal:

- Módulo de elasticidad del acero, E= 2,10E+11 N/m<sup>2</sup>
- Inercia sobre el eje horizontal, I=3,06E-05 m<sup>4</sup>

La rigidez vertical de la vía, debe tener en cuenta los dos fenómenos, la rigidez vertical global bajo patín y la rigidez a flexión del carril funcionando como viga continua apoyada en infinitos soportes equidistantes considerados elásticos.

## 5.5.2. Frecuencias propias de las masas semi suspendidas y suspendidas, bogie y caja

Teniendo en cuenta los modelos de dos y tres masas, se introducen sobre la masa no suspendida las masas correspondientes a la estructura del bogie y de la caja, con sus respectivas suspensiones, para poder valorar así como las frecuencias propias varían. Viene representado este esquema en la figura 5.8.



Figura 5.8. Esquema modelo de tres masas. Fuente: Melis, 2011.

Partiendo de los datos de rigidez y amortiguamiento dados por el fabricante y expuestos al comienzo de este apartado se tiene:

• La frecuencia propia del bogie.

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{2,83 \cdot 10^6}{878,50}} = 9 \text{ Hz}$$

• La frecuencia propia de la caja del vehículo.

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{2,76 \cdot 10^5}{6727}} = 1 \text{ Hz}$$

La matriz de frecuencias del sistema de dos masas es

$$A = \begin{vmatrix} \frac{k_1 + k_2}{m_1} & \frac{-k_2}{m_1} \\ \frac{-k_2}{m_2} & \frac{k_2}{m_2} \end{vmatrix} = 1.0 e + 0.05 * \begin{vmatrix} 1.0135 & -0.0022 \\ -0.0013 & -0.0022 \end{vmatrix}$$

El programa utilizado en Matlab para el cálculo del determinante usando como base un programa similar presentado por Melis en su texto de Dinámica de la Vía (2008):

% Frecuencias propias del rodal de Talgo
clear
clc
%
% Masa no suspendida (eje)
m1 = 894.5;
k1 = 8.318e7;

% Masa suspendida, rodal
m2 = 878,50,
k2 = 2830000;
%Determinante
A = [(k1+k2)/m1, -k2/m1; -k2/m2, k2/m2];
wn = eig(A);
w = sqrt(wn);
w1 = w/(2*pi)

Las raíces cuadradas de sus autovalores, divididas por  $2\pi$  son 49.38 y 8.88, por lo que el error obtenido al considerar solo una masa es de 0.01%.

La matriz de frecuencias del sistema de tres masas es

$$\frac{\mathbf{k}_{1} + \mathbf{k}_{2}}{\mathbf{m}_{1}} \quad \frac{-\mathbf{k}_{2}}{\mathbf{m}_{1}} \quad \mathbf{0}$$

$$\frac{-\mathbf{k}_{2}}{\mathbf{m}_{2}} \quad \frac{\mathbf{k}_{3} + \mathbf{k}_{2}}{\mathbf{m}_{2}} \quad \frac{-\mathbf{k}_{3}}{\mathbf{m}_{2}}$$

$$= 1e + 005^{*} \begin{vmatrix} 1.01348 & -0.00224 & \mathbf{0} \\ -0.00133 & 0.00200 & -0.00066 \\ \mathbf{0} & -0.00026 & 0.00026 \end{vmatrix}$$

Para el cálculo del determinante se ha usado el siguiente programa en Matlab usando como base un programa similar presentado por Melis en su texto de Dinámica de la Vía (2008):

% Tres masas % Frecuencias propias de tres masas vibrantes clear clc % Masa no suspendida (eje) m1 = 894.5;k1 = 8.318e7; % Masa suspendida, rodal m2 = 878.50;k2 = 2830000; % Masa suspendida, caja m3 = 6727;k3 = 276000; % Determinante A2 = [(k1+k2)/m1, -k2/m1, 0; -k2/m2, (k3+k2)/m2, -k3/m2; 0, -k3/m3, k3/m3];wn2 = eig(A2);w2=sqrt(wn2); w3 = w2/(2\*pi)

Las raíces cuadradas de sus autovalores, divididas por  $2\pi$  son 49.380, 9.32 y 0.97. Los errores cometidos en las frecuencias de las masas dos y tres intermedias o suspendidas al calcularlas como si estuvieran solas son mayores. Pero el error obtenido en la frecuencia de la masa inferior al considerarla como solo una masa es muy pequeño, del 0.04%.

Se observa como las frecuencias de oscilación propia de los distintos pesos son muy diferentes. La frecuencia propia de oscilación del eje se moverá en el entorno de los 30-60 hercios, en función de los distintos supuestos, sin embargo la frecuencia de las masas semi-suspendidas y suspendidas, estará en el entorno de 1 hercio ó 9 hercios.

La formulación de Pru'homme ya introdujo la posibilidad de estudiar los efectos de las masas suspendidas y no suspendidas de forma independiente. Lo que realmente influye en el comportamiento global y perjudica en mayor o menor medida es la masa no suspendida, esto es, el eje montado.

Las masas suspendidas son mucho mayores, pero sus aceleraciones son muy pequeñas debido a la baja rigidez y elevado amortiguamiento de las suspensiones primaria y secundaria (figura 5.9.). Esto hace que el esfuerzo dinámico final sobre la vía, no aumente prácticamente con respecto al esfuerzo dinámico que genera el eje montado.



Figura 5.9. Suspensiones TALGO Serie 112

Por esto en la presente tesis se ha estimado la frecuencia propia de vibración de la masa suspendida del tren como si fuera una sola masa vibrante. Lo mismo ocurre con la pequeña influencia del amortiguamiento debido a la sujeción, al balasto o a las capas inferiores, que prácticamente no modifican la expresión de la frecuencia propia utilizada.

# 5.6. COMPORTAMIENTO DEL EJE MONTADO

El comportamiento del eje montado es fundamental para comprender la dinámica de un vehículo ferroviario.

### 5.6.1. Modelo de una sola masa

Se parte entonces de un sistema elemental con un solo grado de libertad, compuesto por una masa, muelle y amortiguador como el mostrado en la figura 5.10.



Figura 5.10. Modelo de una masa. Fuente: Melis, 2008.

Este sistema responde a la ecuación diferencial de segundo grado:

$$m^{*}y^{''}+c^{*}y^{'}+k^{*}y=0.$$
 (5.6.1.1.)

### 5.6.2. Modelo de una sola masa. Vibraciones forzadas

Se introduce ahora una excitación externa en el estudio del comportamiento de las masas no suspendidas. La vibración no será entonces libre, sino forzada y la fuerza de excitación son, por ejemplo, entre otros, los golpes que recibe al pasar por cada traviesa. La amplitud de este golpe se conoce, porque se puede calcular por el método general de la viga sobre apoyos elásticos y la frecuencia de excitación depende de la velocidad del tren.

Para el caso en estudio en el presente trabajo doctoral, siendo la distancia entre traviesas 0.6 m y la velocidad de circulación en el entorno de los 300 km/h durante casi todo el recorrido, la excitación tiene una frecuencia de 139 Hz.

Esta frecuencia es lejana a la frecuencia de vibración libre de la masa no suspendida que se encuentra en el entorno de los 50-60 Hz.

La ecuación del movimiento del sistema sería entonces:

$$m^{*}y^{''}+c^{*}y^{'}+k^{*}y=F \operatorname{sen}(\omega t+\psi)$$
 (5.6.2.1.)

Para este caso, la fuerza que actúa sobre el sistema tiene una frecuencia de vibración propia  $\omega$ , que será distinta a la frecuencia propia de vibración del sistema sin amortiguamiento  $\omega_n$ .

La solución analítica del sistema de una masa con excitación armónica, para el caso de amortiguamiento nulo y condiciones iniciales de cota x<sub>0</sub> y velocidad x<sub>0</sub>', se encuentra en el capítulo I del libro de Dinámica Vertical de la Vía (2008):

$$\mathbf{x}(t) = \left[\mathbf{x}_{0} - \frac{F_{0} \operatorname{sen} \psi}{m(\omega_{n}^{2} - \omega^{2})}\right] \cos \omega_{n} t + \frac{1}{\omega_{n}} \left[\mathbf{x}_{0}^{\prime} - \frac{F_{0} \cos \psi}{m(\omega_{n}^{2} - \omega^{2})}\right] \operatorname{sen} \omega_{n} t + \frac{F_{0}}{m(\omega_{n}^{2} - \omega^{2})} \operatorname{sen}(\omega_{n} + \psi)$$
(5.6.2.2.)

Si la frecuencia de excitación es muy cercana a la frecuencia de vibración propia del sistema, se produce el fenómeno de las pulsaciones o golpeteo también conocido como "beating", reflejado en la figura 5.11. La solución analítica del sistema igualmente se encuentra en el capítulo I del texto de Melis (2008) y que se reproduce a continuación:

$$x(t) = \frac{2F_0}{m(\omega_n^2 - \omega^2)} \operatorname{sen}(\frac{\omega - \omega_n}{2}) t \cos(\frac{\omega + \omega_n}{2}) t$$
(5.6.2.3.)

Para los valores de frecuencia de vibración de las masas no suspendidas, así como la frecuencia de la fuerza externa armónica que actúa, como puede ser el paso sobre las traviesas, no sería éste nuestro caso, por los valores de vibración de ambos sistemas, que ya se han visto están lejanos.



Figura 5.11. Fenómeno de las pulsaciones o golpeteo.

Se verifica la bondad de la metodología planteada, comprobando ahora como la frecuencia del eje no varía o varía muy poco, con una fuerza armónica externa, que fuerza el modo de vibración libre.

Suponiendo una frecuencia propia de la masa no suspendida en el entorno de los 50 Hz, podemos deducir la rigidez del eje montado en 8,31.10<sup>7</sup> KN/mm, según la relación:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{8.318E + 07}{894,5}} = 48,5 \text{ Hz}$$

Se calcula ahora qué le pasa a esta masa no suspendida circulando a 300 km/h sobre la vía, que al pasar cada 0,60 metros por una traviesa, le introduce una vibración forzada, que en este caso está en el entorno de los 140 hercios.

Se ha utilizado la función 'Isim' de Matlab, que calcula la respuesta temporal de un sistema continuo o discreto para entradas arbitrarias. Para sistemas discretos no es necesario especificar el tiempo, basta con crear el vector 'u' con el número de muestras deseado, así la salida del sistema tendrá la misma longitud.

Esta función Isim (num, den, u, t) produce un argumento de la respuesta de tiempo del sistema dinámico, en los que el numerador y el denominador, vienen definidas por las matrices de rigidez y amortiguamiento del sistema de ecuaciones de la solución analítica del sistema ya vistas en apartados anteriores.

La entrada de la variable 't', se puede considerar la historia del tiempo de estudio, esto es el tiempo de simulación, en los incrementos de tiempo definidos en el sistema, consiste en muestras de tiempo con regularidad espaciada. La variable 'u', consiste en una matriz que debe tener tantas filas como muestras de tiempo y tantas columnas como entradas de sistema. Cada fila especifica el valor de entrada en la muestra de tiempo considerada. El programa utilizado en Matlab, usando como base un programa similar presentado por Melis en su texto de Dinámica de la Vía (2008) sería el siguiente.

%MOVIMIENTO DE UNA MASA. VIBRACIÓN FORZADA	•
clear	
clc	
incrx=0.01;	
x1=0:0.01:500;	
amplit=0.009427;	
amplitud=amplit/1e3;	
long_onda=0.6;	
z=amplitud*(sin(2*pi*x1/long_onda));	
velocidad=300;%UNIDADES EN KM/H	
vel=velocidad/3.6;% UNIDADES EN M/S	
incrt=incrx/vel;	
tiempo_max=(length(x1)-1)*incrt;	
t=[0:incrt:tiempo_max];	
abcisa=t*vel;	
%MASA 1 ABAJO	
k=8.318e+07;	
c=0;	
masa=894.5;	
U=z;	
T=t;	
num=[c k];	
den=[masa c k];	
[y,x]=lsim(num,den,U,T);	
cota_masa=y;	
figure(6)	
plot(t,cota_masa*1e3,'r');	
grid on	
%axis([0,tiempo_max,-5e-3,5e-3]);	
xlabel('Tiempo segundos','FontWeight','bold'),ylabel('Amplitud vibración,mm','FontWeight','bold');	
title({'VIBRACIONES DEL EJE MONTADO A 300 KM/H';'CON TRAVIESAS A 60 cm';'(Modelo de una masa)'},'FontWeight','bold');	

Queda representado en el gráfico de la figura 5.12., donde se aprecia una ondulación mayor que corresponde a la frecuencia de vibración del eje montado (masa no suspendida) de 48,50 hercios y alrededor de ella pequeñas ondulaciones que corresponden a la vibración forzada introducida, al paso de las traviesas.



Figura 5.12. Vibraciones de la masa no suspendida con traviesas cada 0,60 metros.

Si se obtienen las frecuencias dominantes, se obtiene el gráfico de la figura 5.13.



*Figura 5.13. Frecuencias propias de la masa no suspendida con traviesas cada 0,60 metros.* 

Se observa cómo no influye esta vibración forzada en la frecuencia dominante de vibración de la masa no suspendida, por lo que no enmascara el resultado obtenido suponer el modelo de una masa en vibración libre y resulta representativo el análisis de frecuencias de vibración del rodal de Talgo en el entorno de los 40 a 65 hercios.

Para velocidades menores a la velocidad comercial de 300 km/h, que es prácticamente la velocidad de todo el recorrido estudiado, la frecuencia de paso por las traviesas varía.

Cuando comienza el viaje saliendo de la estación de Atocha, dirección Valencia, así como cuando se sale de la estación Joaquín Sorolla dirección Madrid, el tren va acelerando para llegar a la velocidad comercial, circulando esos primeros kilómetros por debajo de la velocidad antes estudiada.

Existe un intervalo de velocidades, donde la frecuencia de paso por las traviesas, reflejadas en la tabla 5.2., coincide con la frecuencia de oscilación de la masa no suspendida, como se representa en el gráfico de la figura 5.14.



Figura 5.14. Vibraciones del eje montado a 110 km/h.

Velocidad (m/s)	Frecuencia (Hz)
100	46,3
110	50,92
120	55,55
130	60,18
140	64,81

Tabla 5.2. Frecuencia de paso por las traviesas.

Para la velocidad de 110 km/h, se aprecia en el gráfico de la figura 5.15. la frecuencia de vibración con el modelo de una masa y con el paso sobre traviesas cada 0,60 metros.

Interesante es observar cómo ambas frecuencias coinciden y se solapan, por lo que no puede estudiarse significativamente una frecuencia dominante en aquellas zonas donde coincida la frecuencia dominante de vibración de la masa suspendida, con la frecuencia de paso sobre las traviesas.


Figura 5.15. FFT del eje montado a 110 km/h.

## 5.6.3. Estudio de amplitudes

En este trabajo se hace un estudio de las distintas frecuencias de vibración de las masas no suspendidas a su paso por obras de tierras y obras de fábrica, pero se ha ampliado el presente objetivo, estudiando también la amplitud de ambas señales.

Se obtiene así la medida de la variación máxima del desplazamiento del movimiento oscilatorio a su paso por obras de fábrica y a su paso por obras de tierras, viendo así si se puede distinguir el valor de la amplitud de la señal en ambas zonas de estudio. Se ha comprobado la premisa de tomar en el caso del modelo de una sola masa con vibraciones forzadas.

La ecuación del movimiento del sistema será la siguiente:

$$mx'' + cx' + kx = F_0 \, sen(\omega t + \psi)$$
(5.6.3.1.)

Las unidades en que se mide la constante del amortiguamiento que usualmente se denomina 'c', se obtienen al considerar que su producto por la velocidad es una fuerza. Así resulta el amortiguamiento en unidades de Ns/m.

La fuerza que actúa sobre el sistema tiene una frecuencia  $\omega$  distinta en general a la frecuencia propia del sistema sin amortiguamiento  $\omega_n$ . Se toma del Capítulo I de Melis (2008), la solución general para el caso de amortiguamiento nulo y condiciones iniciales de cota x<sub>0</sub> y velocidad x'o:

$$\mathbf{x}(t) = \left[ \mathbf{x}_{0} - \frac{\mathbf{F}_{0} \operatorname{sen} \psi}{m\left(\omega_{n}^{2} - \omega^{2}\right)} \right] \cos\omega_{n} t + \frac{1}{\omega_{n}} \left[ \mathbf{x}_{0}' - \frac{\mathbf{F}_{0} \omega \cos\psi}{m\left(\omega_{n}^{2} - \omega^{2}\right)} \right] \operatorname{sen} \omega_{n} t + \frac{\mathbf{F}_{0}}{m\left(\omega_{n}^{2} - \omega^{2}\right)} \operatorname{sen} \left(\omega_{n} t + \psi\right)$$

$$(5.6.3.2.)$$

Para condiciones iniciales nulas resulta

$$\begin{aligned} \mathbf{x}(t) &= -\frac{F_0 \operatorname{sen} \psi}{m\left(\omega_n^2 - \omega^2\right)} \cos \omega_n t - \frac{\omega}{\omega_n} \frac{F_0 \cos \psi}{m\left(\omega_n^2 - \omega^2\right)} \operatorname{sen} \omega_n t + \\ &+ \frac{F_0}{m\left(\omega_n^2 - \omega^2\right)} \operatorname{sen} \left(\omega_n t + \psi\right) \end{aligned}$$
(5.6.3.3.)

Para ψ=0

$$\mathbf{x}(t) = \left(1 - \frac{\omega}{\omega_n}\right) \frac{F_0}{m(\omega_n^2 - \omega^2)} \operatorname{sen} \omega_n t = \frac{1}{\omega_n} \frac{F_0}{m(\omega_n + \omega)} \operatorname{sen} \omega_n t$$
(5.6.3.4.)

De forma que la amplitud de la oscilación de la masa es, aproximadamente

$$A = \frac{1}{\omega_n} \frac{F_0}{m(\omega_n + \omega)}$$
(5.6.3.5.)

Las dimensiones de esta vibración exterior que fuerza una nueva vibración, como puede ser el paso sobre traviesas,  $F_0$  son N = kg\*metro/seg<sup>2</sup> y las de la masa son kg.

Si se revisan las unidades de medida, se divide la fuerza exterior ' $F_{o}$ ' por la masa 'm' queda en unidades m/s<sup>2</sup> y hay que dividir este valor por un producto de 2 frecuencias. La frecuencia angular es rad/seg = 1/seg, de forma que al dividir por 1/ seg<sup>2</sup> queda la amplitud en metros.

Al circular el eje a velocidad v (m/s) sobre la sinusoide formada por el carril sobre las traviesas, de longitud de onda 0.6 m, el tiempo de paso entre dos traviesas será t = 0.6/v segundos y la frecuencia en Hz será v/0.6, que en radianes/seg. será  $2\pi v/0.6$ .

Para 300 km/h (83.3 m/s) la frecuencia  $\omega$  es 872.6 rad/s. La amplitud es entonces:

$$A = \frac{F_0}{1.947^* 10^8}$$
(5.6.3.5.)

La amplitud depende la fuerza de excitación 'F<sub>o</sub>'. Esta fuerza de excitación se obtiene a partir de la amplitud de la sinusoide que forma el carril al circular el eje sobre la vía. Se toma del texto de Dinámica vertical el valor calculado que resulta ser  $\Delta z$ =7 micras, es decir, 7\*10<sup>-6</sup> metros.

El esfuerzo del resorte será entonces:

$$F_0 = k\Delta z = k(N/m) * 7 \cdot 10^{-6} (m) \tag{5.6.3.6}$$

Se podrá obtener así, en función de la rigidez global del eje montado sobre tierras y sobre obras de fábrica. En el apartado de resultados se compararán ambos valores

# 6. ESTADO DEL ARTE. ESTUDIOS DE LA ELASTICIDAD DE LA VÍA

Los criterios de diseño han ido evolucionando desde del nacimiento del ferrocarril, introduciéndose cada año nuevos estudios que amplían los conocimientos previos. Estos estudios, siempre pretenden mejorar las condiciones de servicio en base a los distintos parámetros que definen el diseño de la vía férrea.

Se desarrollan en esta tesis estudios en dos campos muy importantes en el mundo del ferrocarril. El aspecto del diseño y construcción de la infraestructura ferroviaria y su relación con los cambios en la elasticidad de la vía sometida a esfuerzos estáticos y dinámicos debidos a las circulaciones ferroviarias.

El análisis del comportamiento mecánico de una infraestructura ferroviaria sometida a las solicitaciones provocadas por las cargas verticales que ejerce el material móvil sobre la vía, se ha efectuado tradicionalmente suponiendo el carril apoyado en un medio elástico, es decir, se estudiaba el asiento producido en un punto y se suponía que éste es proporcional a la carga recibida en ese punto, por lo que el comportamiento tensodeformacional se puede suponer que responde a la formulación de Winkler. Este se puede considerar el punto de partida del conocimiento respecto a la elasticidad de la vía.

La elasticidad de la vía férrea se define entonces como la capacidad de la misma para absorber y transmitir a las capas inferiores, los esfuerzos y vibraciones transmitidas por el material móvil, de forma que la superestructura mantenga sus propiedades a lo largo del tiempo.

El fenómeno de la elasticidad es un fenómeno complejo y en él intervienen las propiedades de cada uno de los elementos constitutivos del sistema, siendo éstos los localizados en el punto de aplicación de la carga, en el carril y sobre la traviesa.

En el mundo ferroviario los avances en el diseño y construcción de ferrocarriles han sido en los primeros años de vida de este medio de transporte mayoritariamente intuitivos a base de datos experimentales; bien de ensayos en laboratorio o de tramos de ensayo en vías en servicio.

Sólo cuando algo esta suficientemente contrastado por la experiencia se lleva a la vía ferroviaria en explotación.

En este apartado se exponen los avances más significativos en el estado del conocimiento que se han tenido en cuenta para el desarrollo del presente trabajo en el campo de la elasticidad de la vía. Para su mejor compresión se enumera por orden cronológico, distintos autores y los estudios que realizaron cada uno de ellos al estado del conocimiento, para poder comprender las sucesivas implementaciones respecto al punto de partida inicial.

La determinación de la elasticidad de la vía férrea y por tanto de su rigidez vertical, ha ido evolucionando desde que a principios del siglo XIX se empezase a considerar los esfuerzos que las circulaciones ferroviarias transmiten a la vía y a la plataforma. En unos casos se profundiza en el conocimiento de la tensión y deformación de cada unos de los elementos que constituyen tanto la infraestructura como la superestructura de la vía y en otros sin embargo se analiza el comportamiento del sistema en su conjunto. En este siglo XIX, los avances se desarrollan basándose en el análisis de las tensiones producidas en la vía a través de métodos analíticos y estudios de modelos de comportamiento.

El estudio de la elasticidad de la vía parte de las hipótesis de Winkler, que modela la vía como una viga sobre un lecho elástico continuo definido por el parámetro llamado

coeficiente de balasto. Este coeficiente de balasto 'c' que relaciona la presión ejercida por unidad de asiento, por lo que se mide en N/mm<sup>3</sup> y representa la mayor o menor elasticidad del apoyo del carril sobre la traviesa.

Posteriormente introduce Talbot un nuevo parámetro, el módulo de la vía, cuya principal diferencia es el reparto de esfuerzos. El módulo de la vía sigue considerando la vía como un apoyo elástico continuo, pero se introduce el reparto de carga de forma uniformemente repartida por unidad de longitud.

La metodología más actual para el cálculo de los esfuerzos sobre la vía es considerar el carril como una viga de gran rigidez continua apoyada sobre infinitos apoyos discretos elásticos. En este caso el parámetro que define la resistencia vertical del apoyo del carril queda definido como rigidez vertical de la vía. La rigidez vertical de la vía se puede definir como la relación entre la carga aplicada sobre el carril y el asiento que esta carga provoca.

## 6.1. COEFICIENTE DE BALASTO

En los primeros estudios datados de Winkler en el año 1867, en los que se considera la vía como una viga con apoyo elástico continuo, la resistencia vertical de la vía se define a través de un parámetro global. Se formula en un único coeficiente la respuesta de la vía férrea frente a las acciones exteriores. Este parámetro es definido como coeficiente de balasto. Fue introducido por Winkler para en el análisis de las traviesas del ferrocarril donde se utilizó por primera vez esta teoría y toma probablemente el nombre de la capa de balasto, que es la capa de grava que en aquellos momentos se extiende sobre la explanación para asentar y sujetar las traviesas.

Para caracterizar la resistencia vertical del apoyo, utiliza una relación de proporcionalidad entre la presión ejercida (presión por unidad de superficie) y el asiento medido. Propone la siguiente formula:

$$C = \frac{r}{S} = \frac{P}{z} \tag{6.1.1}$$

Siendo:

P: la presión media ejercida sobre la superficie de apoyo S de la traviesa y sobre el balasto.

z: hundimiento unitario.

S: superficie de apoyo de la traviesa.

Estas relaciones entre las presiones ejercidas y los asientos provocados por las mismas, según el profesor López Pita (1976) ya fueron introducidas en 1774 por el Profesor Leonhard Euler para el cálculo de vigas y por el académico soviético Fuss cuando enunciaba en 1801 la hipótesis de proporcionalidad entre presiones y hundimientos. Sin embargo, la historia ha querido que la referencia de este parámetro C, denominado coeficiente de balasto, sea conocido como constante de Winkler.

Este coeficiente de balasto (figura 6.1.) en el modelo de Winkler tiene dimensiones de peso específico (densidad), pues como ya ha sido comentado, se define como la relación entre la presión (fuerza por unidad de superficie) que actúa en un punto y el asiento que se produce en este punto. Se relaciona comúnmente también en unidades de Kg/cm<sup>3</sup> ó T/m<sup>3</sup> ó N/mm<sup>3</sup>.



Figura 6.1. Coeficiente de balasto (C).

Esta hipótesis de Winkler permite caracterizar las propiedades de deformación de una vía como un sistema conjunto.

Este parámetro depende de las propiedades del terreno, pero no es un factor intrínseco del terreno, no se le considera una constante del terreno. El coeficiente de balasto depende de las dimensiones geométricas del punto de contacto en el que actúa la carga, por lo que requiere un conocimiento previo para poderlo definir.

Este coeficiente de balasto es uno de los métodos de cálculo más utilizado para modelizar la interacción entre estructuras de cimentación y terrenos. Como hipótesis principal se considera como suelo equivalente a un número infinito de resortes elásticos (muelles o bielas biarticuladas) cuya rigidez, denominada módulo o coeficiente de balasto (Ks), se corresponde con el cociente entre la presión de contacto (q) y el desplazamiento o asiento producido ( $\delta$ ).

Para comprender mejor el concepto de coeficiente de balasto, el profesor López Pita establece una analogía con las teorías planteadas por Von Schleicher, que suponen una viga elástica de sección rectangular y de anchura constante, flotando sobre un líquido perfecto de peso específico Y. Cuando sobre esta viga actúa una carga en su plano de simetría, la viga flectará y al hundirse en dicho líquido actuará en su cara inferior el empuje de Arquímedes, es decir, una presión:

(6.1.2.)

Siendo:

Y: Peso específico (kg/m<sup>3</sup>)

S: Superficie (m<sup>2</sup>)

El coeficiente de balasto establecido por Winkler, está suponiendo igualmente que el ferrocarril se apoya en un medio que tiene un comportamiento tenso-deformacional similar. Esto es, sería análogo este coeficiente de balasto C suponiendo que la vía férrea descansa sobre un líquido perfecto, sin resistencia a esfuerzo cortante y de peso específico Y. Esto representaría la mayor o menor elasticidad del apoyo del carril.

Esta hipótesis de Winkler tuvo alguna voz discrepante, como la planteada por Cuenot en 1905, al que no le convencía la metodología empleada ya que según comenta el autor, consideraba que estas teorías no habían sido avaladas por la experiencia.

Con esta hipótesis de coeficiente de balasto establecida por Winkler, se realizaron diversos ensayos por distintos autores, que establecieron valores de referencia para el coeficiente de balasto C. Nos traslada el profesor López Pita en su trabajo doctoral de 1976, 'Estudio de la deformabilidad del sistema balasto- plataforma en una vía férrea bajo la acción de cargas verticales', los trabajos de Couard que, tomando un aparato

que funcionaba por aire comprimido, llegó a obtener asientos de traviesas que variaban entre uno y nueve milímetros.

También están los resultados obtenidos por Hantzschel, que estableció en 1878, para distintas cargas, distintos valores de coeficiente de balasto en función de la calidad de la plataforma. Se resumen en la tabla 6.1., los valores obtenidos por este autor, medidos en tiempo seco y balasto usado.

Tipos de plataforma	C (kg/cm³)
Guijarros sobre arcilla ligera	2.6 a 3 kg/cm <sup>3</sup>
Guijarros sobre arcilla ligera	2.6 a 3 kg/cm <sup>3</sup>
Guijarros sobre terraplén arenoso	5.3 a 7.2 kg/cm <sup>3</sup>
Guijarros sobre arcilla compacta	6.8 a 7.5 kg/cm <sup>3</sup>
Guijarros sobre roca	7.6 a 8.9 kg/cm <sup>3</sup>
Piedra machacada sobre terraplén compacto	5.4 a 7.1 kg/cm <sup>3</sup>
Guijarros sobre arcilla ligera con interposición de una capa arenosa	4.5 kg/cm <sup>3</sup>
Guijarros sobre terraplén compacto con interposición de una capa arenosa	5.2 a 8.5 kg/cm <sup>3</sup>
Piedra machacada sobre terraplén compacto con interposición de capa arenosa	15 kg/cm <sup>3</sup>

Tabla 6.1. Valores C (kg/cm3) para tiempo seco y balasto usado según Hantzschel, 1878.

En 1875 desarrolló el propio Winkler su teoría para el caso de cargas concentradas equidistantes, para poder realizar así una similitud a vía sobre traviesas. Considera la vía elástica con longitud infinita apoyada sobre infinitos apoyos rígidos. Zimmermman publica en 1888 una solución para el caso de una sola carga Q considerando la vía elástica con longitud finita sobre cuatro apoyos elásticos.

Parte de la hipótesis general de que las reacciones en los apoyos elásticos, son proporcionales a las deformaciones o flechas sobre los mismos, que prescinden completamente de la acción de los dos tramos contiguos sobre los sometidos al cálculo. Considera

$$y(x) = \frac{Q}{2 \cdot b \cdot C} \cdot \frac{1}{L} \cdot e^{-\frac{x}{L}} \cdot \left[ \cos \frac{x}{L} + \sin \frac{x}{L} \right]$$
(6.1.3.)

$$M(x) = \frac{Q}{4} \cdot \frac{1}{L} \cdot e^{-\frac{x}{L}} \cdot \left[\cos\frac{x}{L} - \sin\frac{x}{L}\right]$$
(6.1.4.)

Siendo:

Q: carga aplicada en el punto x=0, N

El: rigidez a flexión en el sentido vertical del conjunto

C: coeficiente de balasto

- b: ancho de la traviesa
- L: longitud elástica, definida por la expresión

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bC}} \tag{6.1.5.}$$

Para el cálculo de la vía, Timoshenko propone en 1915 el modelo denominado Zimmermann-Timoshenko, considerando además de la hipótesis de continuidad de viga flotante, la hipótesis de Winkler de la respuesta de la vía a través de una relación de proporcionalidad entre los asientos y las presiones.

Considera la vía elástica de longitud infinita sobre apoyos elásticos continuos suponiendo que la vía con traviesas se comporta como una viga apoyada continua (figura 6.2.). Por tanto considerando la vía apoyada en un soporte continuo y elástico, de ancho b' y coeficiente de balasto c, se puede conocer la influencia de la rigidez vertical de la vía.



Figura 6.2. Esquema para la aplicación método Zimmermann- Timoshenko.

$$k = \frac{2Fc}{d} \sqrt[4]{\frac{4EId}{Fc}}$$
(6.1.6.)

Siendo:

El: rigidez a flexión en el sentido vertical del carril

Fc: área de apoyo efectivo de las traviesas

d: separación entre traviesas

C: coeficiente de balasto

Las expresiones de Zimmermann- Timoshenko de asiento del carril en un punto situado a una distancia x del punto de aplicación de la carga Q queda de la forma:

$$z = \frac{Q}{2bC} \sqrt[4]{\frac{bC}{4EI}} e^{-\frac{x}{L}} (\cos\frac{x}{L} + sen\frac{x}{L})$$
(6.1.7.)

El momento flector en un punto del carril situado a una distancia x del punto de aplicación de Q y la presión que actúa en cada punto en la cara inferior de la traviesa quedan de la forma:

$$M = \frac{Q}{4} \sqrt[4]{\frac{4EI}{bC}} e^{-\frac{x}{L}} (\cos\frac{x}{L} + sen\frac{x}{L})$$
(6.1.8.)

$$\sigma = \frac{Q}{2b} \sqrt[4]{\frac{bC}{4EI}} e^{\frac{x}{L}} (\cos\frac{x}{L} + sen\frac{x}{L})$$
(6.1.9.)

Siendo:

- El: rigidez a flexión en el sentido vertical del carril
- x: distancia al punto de aplicación de la carga
- b ancho del apoyo
- Q: carga aplicada
- C: coeficiente de balasto
- L: longitud elástica

Esta metodología de Zimmermann-Timoshenko (figura 6.3.) resuelve satisfactoriamente el caso de vías sobre largueros en la dirección del carril, sin embargo el caso de vías sobre traviesas no estaba resuelto.



Figura 6.3. Esquema para la aplicación método Zimmermann- Timoshenko.

El catedrático José María García Lomas desarrollaba en 1945 en el 'Tratado de explotación de ferrocarriles' un método que al igual que desarrollo Zimmermann se basaba en el modelo de viga continua apoyada sobre apoyos discretos elásticos equiespaciados.

Bauchal avanza respecto a los estudios ya planteados por Winkler estableciendo dos coeficientes. Un primer coeficiente C<sub>1</sub>, que denominaría elasticidad del balasto y viene a representar el asiento del balasto bajo una presión unidad actuando sobre una capa de espesor unidad y un segundo coeficiente C<sub>2</sub>, que relacionaría el asiento de la infraestructura, también sometida a una presión unidad, pero independientemente del espesor de la capa de terreno sobre la que actúa.

Propone una expresión para el cálculo del asiento de una traviesa, que no llegó a contrastarse en aquel momento con experiencias en la vía. El asiento de una traviesa la siguiente expresión:

$$A = P_1 C_1 E_1 + P_2 C_2 \tag{6.1.10.}$$

Siendo:

- A: Asiento de una traviesa
- P1: Presión media sobre la capa de balasto
- C1: Coeficiente equivalente de la capa de balasto
- E1: Espesor de la capa de balasto
- P2: Presión media sobre la plataforma
- C2: Coeficiente equivalente de la plataforma

A partir de la década de los cincuenta, una serie de autores realizan multitud de aportaciones a los estudios del comportamiento de la vía en el plano vertical. Destaca Eisenmann, que partiendo de las hipótesis de Zimmermann sobre la viga flotante y gracias a los últimos métodos de medición y auscultación de la época, publica una serie de valores de coeficiente de balasto, que servirán de referencia para el cálculo de los esfuerzos a flexión en la vía.

Partiendo de las expresiones vistas plantea el asiento de la traviesa y el momento flector en el carril en el punto de aplicación de la carga Q. Así mismo establece el concepto de longitud elástica, que depende del coeficiente de balasto y del ancho ficticio, definido según la figura 6.4.



Figura 6.4. Esquema para el cálculo del ancho ficticio, Eisenmann.

Partiendo de las expresiones:

$$y = \frac{Q}{2 \cdot b \cdot c} \sqrt[4]{\frac{c \cdot b}{4 \cdot E \cdot I}}$$
(6.1.11.)

$$M = \frac{Q}{4} \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{c \cdot b}}$$
(6.1.12.)

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bC}}$$
(6.1.13.)

De estas tres expresiones se obtienen tres posibilidades para la determinación del coeficiente de balasto.

• En función del asiento producido por una carga en su punto de aplicación, que se tomaría a través de una referencia fija en el exterior de la vía.

$$c = \frac{1}{4 \cdot b} \frac{Q}{y} \sqrt[3]{\frac{1}{E \cdot I}} \frac{Q}{y}$$
(6.1.14.)

 En función de la tensión media en el carril, que se calcularía mediante galgas extensométricas colocadas en el punto de aplicación de la carga y el momento resistente en el carril (W), conocido el tipo de carril.

$$c = \left(\frac{Q}{4W \mathcal{G}_m}\right) \cdot \frac{4 \cdot E \cdot I}{b}$$
(6.1.15)

• En función de la longitud elástica.

$$c = \frac{4 \cdot E \cdot I}{b} \cdot \frac{1}{L^4}$$
(6.1.16)

Los resultados obtenidos se recogen en la tabla 6.2.

Suelo	Coeficiente de	de Longitud de onda (m)		
	balasto (kg/cm <sup>3</sup> )	S 49	S 54	UIC 60
Muy malo	2	5,5	5,7	6,7
Malo	5	4,4	4,6	5,0
Bueno	10	3,7	3,8	4,2
Superficie total de apoue de les travisses F E 200 am <sup>2</sup>				

Superficie total de apoyo de las traviesas F=5.200 cm<sup>2</sup> Separación entre traviesas d=63 cm.

Tabla 6.2. Coeficiente de balasto conjunto de la vía, según Eisenmann, 1969.

Se realizaron estudios también en función de variaciones estacionales, en las que influyen sobre todo los periodos de heladas, reflejados en la tabla 6.3.

Medidas efectuadas después del paso de 10º Tm por	Coeficiente de balasto (kg/cm³)	
mes	Valor medio	Desviación típica
Después de las operaciones de mantenimiento Octubre	13,2	2,6
Noviembre	18,4	5,0
Diciembre	20,2 (helada)	5,4
Marzo	14,0 (deshielo)	4,6
Julio	14,5	4,3
Noviembre	11,7	2,7

Tabla 6.3. Coeficiente de balasto conjunto de la vía, según Eisenmann, 1969.

El Instituto de Estudios Ferroviarios Ruso analizó el comportamiento de la vía sobre traviesas de madera, comparándolo con el comportamiento de la vía sobre traviesas de hormigón.

Presenta el profesor López Pita en su trabajo sobre el 'Estudio de la deformabilidad del sistema balasto- plataforma en una vía férrea bajo la acción de cargas verticales', el trabajo de Zolotarskiy en 1967 donde los resultados obtenidos, que aunque algo dispersos, verifican que el módulo para las vías sobre traviesas de madera era alrededor de 3 a 4 veces menor que el módulo en vía sobre traviesas de hormigón.

También se incluyen en este estudio otros parámetros de influencia, como la capacidad portante de la infraestructura, la estación del año de realización del muestreo o las placas de asiento colocadas entre carril y traviesa.

Traviasa	Módulo de elasticidad de la	Módulo de la vía (u) (kg/cm²)		Desviación cuadrática media	
Traviesa	placa elástica (kg/cm²)	Verano	Invierno	Verano	Invierno
Madera		490	1410	100	270
Hormigón armado	2370	1870	5080	330	1360
- Placa de madera	3720	1980	5720	180	820
- Placa de goma	990	970	2040	170	550
	560	640	1520	70	160
	300	460	640	90	150

Estos datos son presentados en la tabla 6.4.

Nota: El módulo de elasticidad de la placa se calcula para el estado inicial (nuevo) y en el intervalo de 4 a 8 toneladas

Tabla 6.4. Resultados publicados por el M.I.T. sobre el módulo de vía, 1967.

Este método es poco preciso, puesto que la rueda produce siempre el mismo asiento en el carril, mientras que el descenso cuando la rueda está sobre una traviesa no es el mismo que cuando está situada entre dos traviesas.

Otro problema de este método es la imposibilidad de medir el coeficiente de balasto.

## 6.2. MÓDULO DE LA VÍA

Posteriormente en el año 1918, el americano Talbot introdujo el concepto de módulo de vía, que se define como la carga que uniformemente repartida por unidad de carril, produce un asiento o hundimiento unidad.

Se sigue tratando la vía como una viga con apoyo continuo. Viene expresado por la relación entre una carga q (kg/cm.) repartida uniformemente sobre un carril y la flecha z, que sería la flecha vertical de la vía (cm.) que correspondería al aplicar esta carga repartida. El módulo de vía viene por tanto expresado en unidades de kg/cm2.

Estudió Talbot, cómo se distribuyen las presiones en el balasto, para el caso de traviesas de madera de la época, que como puede verse en la figura 6.5. representa las líneas de igual presión, como un porcentaje de la carga que llega a la traviesa.

Se fijó una fórmula para el cálculo de la presión máxima ( $Q_{max}$ ) en función de la carga que llega a la traviesa (Q) y el espesor de esta capa de balasto (h).

Queda así la expresión:

$$Q_{\max} = \frac{10}{h}Q \tag{6.2.1.}$$

Bajo la acción de las cargas, las traviesas se deforman y se hunden en el balasto, supuesto éste como un lecho elástico (figura 6.6.). Las traviesas más cercanas a un eje, están sometidas a los mayores esfuerzos y sufren también las mayores deformaciones y otra parte de las reacciones se transmiten a las traviesas adyacentes.



Figura 6.5. Distribución de presiones bajo traviesas según Talbot, 1918.



Figura 6.6. Distribución de presiones bajo traviesas según Talbot, 1918.

La falta de estabilidad de los apoyos tiene como consecuencia un aumento del momento de flexión del carril, aumento que presenta mayor importancia cuanta menos resistencia ofrezca el balasto y más deformables sean las traviesas.

En el congreso de San Petersburgo de 1915, presenta Timoshenko la hipótesis de que la carga transmitida a la traviesa es directamente transmitida al carril, en el espacio comprendido entre dos traviesas consecutivas.

Así el área de transferencia de la carga del carril sobre la traviesa sería un área equivalente definida por la distancia entre traviesas y un ancho equivalente, como viene definido en la figura 6.7.



Figura 6.7. Esquema para el cálculo del ancho equivalente, según Timoshenko, 1915.

Esta área sombreada equivalente viene definida por la siguiente expresión con los valores de ancho ficticio y distancia entre traviesas ya comentados.

$$A = b \cdot d$$
 (6.2.2.)

Establece así Timoshenko una expresión que relaciona el módulo de vía con la rigidez de la traviesa. Presenta el profesor López Pita en su trabajo sobre el 'Estudio de la deformabilidad del sistema balasto- plataforma en una vía férrea bajo la acción de cargas verticales', los trabajos posteriores de Saller en 1932 y Hanker en 1935 que propondrían nuevos esquemas para el área de transmisión de carga del carril a la

traviesa, donde no se considera como zona de influencia en la transmisión de cargas, la parte central de la vía, como viene reflejado en la figura 6.8.



Figura 6.8. Esquema para el cálculo de la superficie equivalente según Saller ,1932 y Hanker, 1935.

La hipótesis planteada por Timoshenko es contrarrestada por Wasiutynski, a raíz de las numerosas investigaciones realizadas durante la construcción de la línea Varsovia-Viena en 1937. Pudieron comprobar que la rigidez de una traviesa aislada no correspondía a los cálculos con las hipótesis de Timoshenko, hecho que relacionaron con la influencia que proporcionaba la continuidad del carril.

Establecieron una expresión matemática, que relaciona el coeficiente de Winkler del sistema balasto- plataforma y el de cada uno de los elementos. El coeficiente de balasto introducido por Winkler se establece para distintas calidades de balasto y distintas calidades de plataforma, sin embargo Wasiutynski introduce dos nuevos coeficientes. Un coeficiente K cuyo valor dependerá de las características del balasto y un coeficiente N que vendrá definido por la plataforma.

$$Y_{\text{plataforma}} = P_{\text{plataforma}} \cdot N \tag{6.2.3.}$$

$$Y_{\text{balasto}} = P_{\text{balasto}} \cdot K \tag{6.2.4.}$$

Siendo:

Ybalasto= asiento en el balasto

Yplataforma= asiento en la plataforma

P<sub>balasto</sub>= presión en la cara superior del balasto

P<sub>plataforma</sub> = presión en la cara superior de la plataforma

- K= coeficiente del balasto
- N= coeficiente de la plataforma

Establece Wasiutynski que el asiento total de una traviesa, es la suma del asiento correspondiente al balasto y el correspondiente a la plataforma. Se obtiene así el asiento total como la suma de ambos asientos.

$$Y_{t \ otal} = \frac{P_{balasto}}{K} + \frac{P_{plataforma}}{N}$$
(6.2.5.)

Se establece así la formulación que relaciona la presión ejercida en la cara superior del balasto y en la infraestructura.

Como ya ha sido comentado, esta presión depende de la superficie de aplicación de la carga.



Figura 6.9. Criterios europeos y americanos para distribución de tensiones. Fuente: López Pita, 1976.

Por lo que siendo a<sub>1</sub> la superficie de balasto sobre la que actúa esta presión y siendo a<sub>2</sub> la superficie de plataforma sobre la que actúa su presión, queda la siguiente expresión:

$$Y_{total} = P_{balasto} \left[ \frac{1}{k} + \frac{1}{\frac{a_1}{a_2}N} \right]$$
(6.2.6.)

Esta relación de áreas, establece la forma en que el balasto distribuye la presión sobre la plataforma. Se introduce así el coeficiente que relaciona las áreas de influencia (n=  $a_1/a_2$ ). Y por tanto nos queda la expresión:

$$\frac{Y_{total}}{P_{balasto}} = \frac{1}{C_{total}} = \frac{1}{k} + \frac{1}{nN}$$
(6.2.7.)

Siendo:

 $C_{total}$  = el coeficiente de asiento de la traviesa, que se puede calcular así en función del asiento total de la traviesa y la presión que llega del balasto.

Depende de la suma de dos factores y se establece así un nuevo concepto considerando de forma independiente los asientos, siendo el asiento total de la traviesa la suma de ambos. Se distingue la aportación del coeficiente de balasto de la propia capa de balasto y el factor de elasticidad que aporta la plataforma, incluyendo en la formulación un coeficiente por separado para la plataforma y para el balasto.

#### 6.3. RIGIDEZ VERTICAL

Los estudios aportados por Winkler y otros autores sobre el coeficiente de balasto, así como los desarrollados por Talbot y otros autores sobre el módulo de vía, sirven de base a los posteriores estudios sobre la rigidez vertical de la vía.

Al introducir el concepto de rigidez vertical global con carril se empieza a estudiar la vía como una viga sobre apoyos discretos, como se ve en la figura 6.10.



Figura 6.10. Rigidez del apoyo.

A partir de la década de los cincuenta se realizan los estudios considerando la vía como si fuera una serie de apoyos discretos elásticos. Se avanza así con el concepto de coeficiente de balasto, hacia un sistema formado por elementos donde cada uno de ellos se asimila a un muelle de constante lineal.

Esta hipótesis queda definida por la siguiente expresión:

$$\frac{1}{k_g} = \frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_p} + \frac{1}{k_f}$$
(6.3.1.)

Siendo,

K<sub>g</sub>: Coeficiente de rigidez global

K<sub>b</sub>: Coeficiente de rigidez del balasto

K<sub>p</sub>: Coeficiente de rigidez de la plataforma

Kr: Coeficiente de rigidez de la sujeción y placas de elastómero

Se introduce un nuevo coeficiente que caracteriza la deformación de la vía. El concepto de rigidez global con carril relaciona la carga que aplicada sobre un carril produce en dicho punto un determinado descenso. Esto es, el cociente entre la carga sobre la traviesa o punto de apoyo y el descenso ocasionado en dicho punto. Esta rigidez es la que se denomina rigidez global del sistema con carril.

Esto es sin duda una simplificación de lo que realmente pasa en una vía férrea, puesto que a estas cargas puntuales transmitidas al paso de la circulación ferroviaria hay que sumarle el efecto de la transmisión de esfuerzos a las traviesas adyacentes.

Esta es una de la diferencia primordial respecto a los sistemas hasta ahora estudiados, donde se venía considerando la vía como un carril con una rigidez conocida, apoyado sobre un sistema formado por la sujeción, la traviesa, el balasto y las capas de asiento. Ahora se considera el sistema en su conjunto y se tiene en cuenta la rigidez del conjunto con cada uno de los elementos que componen el sistema actuando en serie.

Cada uno de los componentes del sistema, tiene un parámetro de rigidez que lo define. Estos parámetros vienen definidos para cada tipo de red, puesto que el tipo de carril a montar a la hora de definir la superestructura, vendrá determinado entre otros parámetros, por el futuro tráfico a soportar por la red, o lo que es lo mismo por las condiciones de explotación de la red.

La rigidez de la traviesa se considera una constante, pues se la suele considerar de rigidez infinita. La sujeción viene igualmente definida como una constante en cada red,

al igual que el carril. Se dice, por tanto, que la rigidez dependerá de los parámetros seleccionados para cada red, por lo que variarán de una red a otra.

La rigidez del balasto es un parámetro más heterogéneo, pues dependerá de la cantera seleccionada para el suministro, así como del espesor de la capa de balasto en la zona de estudio seleccionada y del grado de compactación alcanzado.

Igualmente la plataforma presenta una gran diversidad, tanto en las características de los materiales que la constituyen y su geometría, como en el proceso de construcción que ha sido llevado a cabo, como en las condiciones reológicas a las que se ve sometida, durante toda la vida útil.

Será por tanto el balasto y la infraestructura los parámetros que más influencia ejerzan sobre la variación de la rigidez global en un trayecto seleccionado, considerando que el resto de elementos constituyentes mantienen un valor de rigidez constante.

Este hecho fue constatado en los estudios de asientos realizados por Birmann al paso de una locomotora E44 a 90 km/h y estudiando tanto los descensos de cada elemento como el descenso total. Dichos descensos quedaron relacionados por los valores que se adjuntan en la tabla 6.5:

	Traviesas de madera	Traviesas de hormigón
Traviesa	15%	0%
Placas elásticas	5%	5%
Balasto	57%	70%
Plataforma	23%	25%

Tabla 6.5. Hundimiento relativo, Birmann.

Sin duda la compresibilidad del balasto y la plataforma, según estos estudios, son los elementos que ejercen la mayor influencia en el hundimiento total de la vía, por lo que las irregularidades y heterogeneidades que presenten tanto la plataforma como la capa de balasto, crearán mayores dispersiones en el valor de la rigidez global.

Sin embargo, récordando la expresión de la longitud equivalente deducida por Zimmermann (6.1.5.), puede verse que una variación en el tipo de carril, modificaría su momento de inercia y provocaría una variación de rigidez en la vía.

Se puede estudiar la rigidez del carril aislado que se apoya sobre un conjunto haciendo uso de la teoría de Zimmermann ya desarrollada, pero en este trabajo se ha considerado la rigidez del conjunto, trabajando como un conjunto y colaborando todo el sistema en serie, por lo que se utilizan los modelos matemáticos que representan este sistema.

Este concepto de rigidez vertical proporciona un conocimiento inicial de la resistencia a la deformación de la vía frente a las cargas transmitidas al paso del tráfico ferroviario, pero tiene el inconveniente que supone la dificultad de cuantificar la deformabilidad del sistema sin hacer referencia a cada uno de los elementos que lo componen.

Es de interés la aportación de cada elemento del sistema a la elasticidad del conjunto, por esto habrá que buscar el equilibrio y encontrar una elasticidad de la vía que optimice las relaciones entre los esfuerzos a los que se ve sometida y los costes de mantenimiento.

Igualmente habría que tener en cuenta, en la determinación de la rigidez global de la vía, el material móvil que circula. Se han de considerar distintas cargas por eje, con un número determinado de toneladas por eje y con un número determinado de circulaciones diarias, así como una distinta velocidad de circulación, lo que produce distintos asentamientos y distintos grados de compactación en la plataforma existente.

También influirá el mantenimiento de la vía, esto es, los bateos a los que se ve sometida la superestructura, con una aportación o no de nuevo balasto, así como una nueva redistribución del material y un nuevo grado de compactación de esta capa.

Se puede decir que la rigidez global de la vía con carril, será una función que dependerá de una serie de factores. Si se toma por ejemplo la expresión estudiada por el profesor López Pita, para el estudio de la deformabilidad del sistema balasto- plataforma en una vía férrea bajo la acción de cargas verticales, en la que selecciona algunas de ellas, expresando la rigidez global de la siguiente forma:

$$K_g = F(p, b_1, b_2, b_3, b_4, b_5, a, T)$$
 (6.3.2.)

Siendo:

- P: Parámetro que representa la rigidez de la infraestructura.
- b1: Parámetro que representa la naturaleza del balasto
- b<sub>2</sub>: Parámetro que representa la forma del balasto.
- b3: Parámetro que representa la granulometría de la capa de balasto.
- b4: Parámetro que representa el espesor de la capa de balasto total.
- b5: Representa el espesor del balasto colocado en la última capa.

a: Representa en hueco que queda entre la cara inferior de la traviesa en relación con la superficie de balasto.

T: El número de toneladas que soporta la infraestructura.

La idea de rigidez de una vía, está íntimamente ligada al concepto de resistencia, por lo que es habitual emplear en su definición matemática, como ya ha sido desarrollado, la relación entre las acciones a las que se ve sometida y el movimiento o descenso que estas acciones provocan en la vía, considerando la acción sobre la vía, como la carga puntual que la rueda del tren ejerce en ese momento sobre la traviesa, considerando ésta como un apoyo discreto.

Se simplifica el sistema considerando el sistema de forma estática, puesto que las cargas trasmitidas son dinámicas. Se hablaría en este caso de una rigidez dinámica. Estos hechos son simplificaciones y se considera la rigidez estática de la vía con carril como el cociente entre la carga puntual que trasmite la rueda y el asiento originado en el punto de aplicación.

En los inicios de los estudios de rigidez global de la vía, donde se estudiaba la rigidez de la vía como sistema conjunto, se tienen en cuenta, las aportaciones en serie de cada uno de sus elementos constitutivos.

Se toman los modelos matemáticos existentes en aquel momento para el cálculo de una viga sobre un material de características reológicas distintas, por lo que se podrá asimilar a los distintos escenarios de aplicación abandonando el aspecto de la vía férrea como una viga flotante.

En 1940, Palmer y Barber presentan para el caso de una carga flexible sobre un área circular que reposa sobre un teórico sistema bicapa la siguiente expresión:

$$K = \frac{a \cdot E_2}{1.5 \cdot \left[\frac{a}{a^2 + h^2 \cdot \left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(1 - \frac{E_2}{E_1}\right) + \frac{E_2}{E_1}}\right]}$$
(6.3.3.)

Siendo:

- K: Rigidez del sistema bicapa.
- A: Radio del área circular sobre el que actúa la carga.
- h: Espesor de la capa superior.
- E1: módulo de elasticidad de la capa superior.
- E2: módulo de elasticidad de la capa inferior.

En 1945 Donald M. Burmister propone una nueva teoría basada en Boussinesq pero teniendo en cuenta las propiedades mecánicas de los materiales que conforman los distintos estratos, calculando los esfuerzos a cualquier profundidad. El modelo de Burmister introduce transformadas de Fourier.

Este modelo trata todas las capas como sólidos elásticos. Las interfaces entre las distintas capas pueden ir pegadas o no, pudiendo tener una misma estructura tanto capas pegadas como despegadas como se observa en la figura 6.11. Las capas las considera infinitas en el plano, por lo que presenta la limitación de tratar los efectos de borde.



Figura 6.11. Esquema del modelo de Burmister. Fuente: Reyes Lizcano, 2003

A partir de los trabajos de Burmister propuso Odemark en 1949 una solución gráfica, representada en la figura 6.12., a priori más sencilla, representando el asiento en el centro de un área circular cargada flexible, reposando sobre un sistema bicapa.

Este asiento viene definido por la expresión:



Figura 6.12. Asiento de un sistema bicapa, Odemark, 1949.

Siendo:

y= asiento en el centro del área circular

Γ1: presión ejercida (uniforme)

a: radio del área circular.

Em: módulo de elasticidad de la capa inferior (plataforma)

F: factor propuesto por Odemark

Igualmente proponen Ueshiita y Meyerhof en 1967 un gráfico, representado en la figura 6.13., que nos proporciona el módulo de elasticidad equivalente del sistema bicapa. Siendo:

E1: módulo de elasticidad del balasto.

E2: módulo de elasticidad de la plataforma.



Figura 6.13. Gráfico de Ueshita y Meyerhof.

Estos estudios evolucionan hacia la consideración del área de apoyo, con sección rectangular, acercándose así a la realidad del sistema ferroviario. Proponen así en 1967, Whitman y Richart la siguiente expresión, que nos da la rigidez vertical del sistema, actuando la carga sobre un área rectangular apoyada en un semi espacio de Boussinesq.

$$K = \frac{B_z \cdot \sqrt{B \cdot L \cdot E}}{1 - \nu^2} \tag{6.3.5.}$$

Siendo:

K: rigidez del semiespacio de Boussinesq.

Bz : coeficiente dependiente de las dimensiones del rectángulo (Figura 6.13.)

B y L: dimensiones del rectángulo.

E: módulo de elasticidad del semiespacio de Boussinesq.

**u**: coeficiente de Poisson del semiespacio de Boussinesq.

Fijan un factor  $B_z$  (figura 6.14) que será función de las dimensiones del área de apoyo rectangular y que se obtiene en el siguiente gráfico.



Figura 6.14. Coeficiente Bz según Whitman y Richard.

Se han realizado distintas hipótesis de distribución de tensiones, de la carga que llega a la traviesa hacia la capa de balasto, con distintos ángulos de reparto. En 1890 presenta Deharme la idea de cómo la presión que recibía la traviesa se transmitía a la capa de balasto de forma trapezoidal, partiendo de los límites de la misma, como queda reflejado en la figura 6.15.



Figura 6.15. Hipótesis de Deharme.

A principios de 1900 presenta Byers una nueva hipótesis de transmisión de esfuerzos. Consideró una serie de cubos, donde cada uno de los cubos en los que subdividía la capa superior, transmitían la presión a cada uno de los cubos que formaban la capa inferior, obteniéndose así la distribución de presiones según la figura 6.16.



Figura 6.16. Hipótesis de Byers.

En Europa, se suponían ángulos de reparto de tensiones de la traviesa hacia la capa de balasto alrededor de los 30°, mientras que, en América, se suponen ángulos de 45°, como se ha visto en la figura 6.9. Se calculaban así los espesores de las capas de asiento necesarias en función de las tensiones que iba a soportar la infraestructura, para una capacidad portante conocida.

Avanzando en este sentido, estudios realizados alrededor de 1970 en los laboratorios de Delft para el estudio del comportamiento del balasto, llegaron a la conclusión de que la distribución de tensiones se transmitía con un ángulo de 60° a 65°, reflejados en la figura 6.17.





Figura 6.17. Ensayos en los laboratorios de Delft.

En este mismo año los estudios realizados sobre ensayos in situ para el Comité D-71 de la oficina de investigaciones ORE (Office de Recherches et d'Essais) de la U.I.C. (Unión Internationale des Chemins de Fer), determinaron una distribución vertical de presiones sobre el balasto según el semiespacio elástico de Boussinesq, que desarrollaron según la gráfica de la figura 6.18.



Figura 6.18. Tensión vertical en la plataforma, según comité D-71 del ORE.

En 1950 Schramm propuso una distribución no uniforme de la presión bajo la traviesa, con un área de influencia que correspondía a la distancia entre apoyos, siendo esta distancia, como puede verse en la figura 6.19, igual a la diferencia entre la longitud de las traviesas (I) y la separación entre ejes de carriles (s), según la siguiente expresión:

$$q = \frac{Q}{2,18 \cdot (1-s) \cdot h \cdot tg \beta}$$
(6.3.6.)

Siendo:

Q= Carga de la rueda

l: longitud de la traviesa

s: separación entre ejes de carriles



Figura 6.19 Distribución de presiones bajo traviesas según Schramm, 1950.

En 1955 Birman midió el asiento de cada uno de los elementos de la vía al aplicar una carga sobre la traviesa, mediante la disposición de una estructura de referencia fija en el terreno. Llegó a la conclusión de que el asiento del balasto suponía el 50 % del asiento total de la vía.

En 1957 introduce Nagel el concepto de traviesas danzadoras, relacionándolo directamente con la obtención de la rigidez vertical de la vía.

También en 1957, introduce Clarke, basada en medidas empíricas, la hipótesis de una distribución de tensiones de carácter tridimensional, según el esquema de la figura 6.20.



Figura 6.20. Hipótesis de distribución de tensiones según Clarke, 1957

Propone Clarke la expresión:

$$B = C b d L$$
 (6.3.7.)

Siendo,

$$C = (0,48+0,1b)$$
 (6.3.8.)

$$L = 2 d_1 \left[ 1 - \frac{0,036 \cdot d_1}{\sqrt[4]{t^3}} \right]$$
(6.3.9.)

Las dimensiones d1 y t varían según el esquema de la figura 6.21.



Figura 6.21. Distribución de cargas según Clarke, 1957.

Cabos en 1965 introduce un procedimiento basado en los isótopos radioactivos, para medir el grado de compactación alcanzado en la capa de balasto. Este procedimiento sería el utilizado para medir las solicitaciones a las que se encuentran sometidos cada uno de los elementos de la vía. Es a través de estas medidas cuando se confirma que a consecuencia del aumento de las cargas de tráfico aumenta la rigidez de la vía.

Conocer la rigidez vertical de la vía, proporciona una idea inicial de la resistencia a deformación que va a mostrar la vía frente a las acciones del tráfico.

Introduce también Eisenmann en esta década un procedimiento para medir de forma indirecta el coeficiente de balasto para distintas infraestructuras. Este procedimiento estaría basado en métodos experimentales. Publicará también en esta década Luber algunos resultados de la rigidez de los elementos de la vía, como los reflejados en la tabla 6.6.

Luber (1962)				
	Rigidez (T/mm)			
Componentes de la	Traviesas			
Via	Madera blanda	Madera dura	Acero	Hormigón
Placas	5 a 50	5 a 50	5 a 50	5 a 50
Traviesas	5 a 15	30 a 50	200 a 400	800 a 2000
Balasto y plataforma	5 a 30	5 a 30	5 a 30	5 a 30
Elasticidad sin balasto y plataforma	3 a 11	4 a 29	5 a 31	5 a 43
Elasticidad total	2 a 8	2 a 13	2 a 17	2 a 18

Tabla 6.6. Valores de la rigidez de los elementos de la vía publicados por Luber, 1962.

Posteriormente, en 1969, publicaría Birman sus resultados de la rigidez vertical de la vía, que se adjuntan en la tabla 6.7.

Tabla 6.7.: Valores de la rigidez de los elementos de la vía publicados por Birman, 1968.

Otra publicación, resumida en la tabla 6.8., sería la de Alias en 1971.

Alias (1971)	
<i>Rigidez de los componentes de la vía (T/mm)</i>	Rigidez de la vía como sistema conjunto (T/mm)
Alma del carril = 5 a 10.000	Plataforma margosa = 0,5 a 1,5
Traviesa de madera = 50 a 80	Plataforma arcillosa = 1,5 a 2
Traviesa de hormigón = 1.200 a 1.500	Plataforma rocosa-gravosa = 2 a 8
Balasto bateado = 10 a 30	Balasto y suelo helado = 8 a 10

Tabla 6.8. Valores de la rigidez de los elementos de la vía publicados por Alias, 1971.

Como en estas décadas la tipología del carril y la separación entre traviesas estaba estandarizada en cada país no es extraño que se estuviera relacionando la rigidez vertical de la vía con la capacidad resistente del balasto o la calidad de la plataforma. Se recuerda la expresión de Zimmermann para el cálculo de la rigidez de la vía:

$$k = \frac{2Fc}{d} \sqrt[4]{\frac{4ELd}{Fc}}$$
(6.3.10.)

Siendo:

EI: rigidez del carril

 $F_{\mbox{\scriptsize c}}$  área de apoyo efectivo de las traviesas.

c: coeficiente de balasto.

d: separación entre traviesas

En 1973 publicaría Melentiev valores de la rigidez vertical de la vía, reflejados en la tabla 6.9.

Melentiev (1973)		
Elemento	Módulo de elasticidad (kg/cm <sup>2</sup> )	Coeficiente de elasticidad o rigidez vertical (T/mm)
Carril	2,1x10 <sup>6</sup>	128 – 300
Traviesa nueva de madera de pino	4.000 – 5.000	16,4 – 27,2
Traviesa usada de madera de pino	2.500 - 4.000	10,2 – 21,7
Traviesa de hormigón	1,4x10⁵ - 2,5x10⁵	574 - 950
Balasto de arena	2.900	
Balasto de grava	3.600	
Balasto de piedra machacada	3.330 a 5.000	
Suelo de cimentación (arcilla ligera)	300 – 1.200	

Tabla 6.9. Valores de la rigidez de los elementos de la vía publicados por Malentiev, 1973. El paso fundamental en la concepción de la rigidez vertical de la vía, la introduce Prud'homme en esta década en su artículo publicado en 1970 'La voie'. En este artículo se introduce la relación de las sobrecargas dinámicas debidas a las masas no suspendidas de los vehículos y la rigidez vertical.

$$\sigma(\Delta Q_{NS}) = 0.45 \frac{V}{100} b \sqrt{m_{NS} K \gamma(\varepsilon)}$$
(6.3.11.)

Siendo:

 $\sigma$  ( $\Delta Q_{NS}$ ) =Desviación típica de las sobrecargas dinámicas debidas a las masas no suspendidas del material circulante

V = Velocidad de circulación del vehículo (km/h)

b= Variable relacionada con los defectos de la vía y del vehículo

 $m_{NS}$  = Masa no suspendida del vehículo (t)

K= Rigidez vertical de la vía (t/mm)

 $\gamma(\varepsilon)$  = Amortiguación de la vía

Se intuye el sentido de no incrementar en exceso la resistencia vertical en las vías para disminuir las solicitaciones dinámicas verticales transmitidas por los vehículos ferroviarios.

Considera Prud'homme para las masas suspendidas que el espectro de oscilación de estas cargas corresponde a defectos de nivelación de la vía. Para el caso de las masas suspendidas, el estudio es análogo, pero suponiendo que la excitación corresponde al movimiento de la rueda, por lo que el diseño de los nuevos vehículos ferroviarios, debería minimizar los esfuerzos en este sentido.

Uno de los elementos que más influyen en la rigidez global del sistema, es la capa de balasto, tal como desarrolla el profesor López Pita en su trabajo de 1976 del "Estudio de la deformabilidad del Sistema Balasto- plataforma en una vía férrea bajo la acción de cargas verticales".

De la capa de balasto cita dos factores como fundamentales, por un lado, el espesor de la capa de balasto y por otro el grado de compactación alcanzado. Se ha verificado que los cambios de rigidez que presenta la vía, al aumentar o disminuir la altura del material granular, parece estar directamente relacionado con la tensión que se transmite a la plataforma.

Se estudia en este trabajo, cómo se transmite la carga a través de los sistemas de sujeción y de la capa de balasto. Supone que la carga se transmite bajo un cierto ángulo  $\alpha$  y que el módulo de elasticidad de la capa se mantiene constante para un determinado espesor, tal como se representa en el esquema reflejado en la figura 6.22.



Figura 6.22. Esquema simplificado para la distribución de presiones en la capa de balasto, López Pita, 1976.

$$B = b + 2 h/tag \alpha$$
 (6.3.12.)

$$L = I + 2 h/tag \alpha$$
 (6.3.13.)

Supone una distribución uniforme de la presión con la profundidad, aunque variable con ésta:

$$P \cdot h \cdot B \cdot L = P_{\circ}$$
 (b·l)  
 $P \cdot h \cdot (b+2h/tg\alpha) \cdot (l+2h/tg\alpha) = P_{\circ}$  (b·l)

De ambas expresiones se obtiene:

$$P_{h} = P_{o} \frac{b \cdot l}{(b + \frac{2h}{tg\alpha})(l + \frac{2h}{tg\alpha})}$$
(6.3.14.)

Aplicando la Ley de Hooke para este caso se obtiene:

$$K_{\rm b} = E \cdot \frac{(2 \cdot h + b \cdot tg\alpha)(2 \cdot h + l \cdot tg\alpha)}{h \cdot tg^2 \alpha}$$
(6.3.15.)

Siendo cada variable función de los distintos parámetros definidos en la figura anterior. Entre otros será función del tipo de traviesa (madera, monobloque, bibloque...), también función del parámetro " $\alpha$ " o función de la infraestructura que lo soporta; también en función de su naturaleza o del espesor de balasto.

Hirano en 1972 analizó de forma teórica cómo variaba la carga por rueda al encontrarse un bache en la vía férrea. Se comprobó en estos trabajos la elevada influencia de la rigidez vertical de la vía respecto al incremento de las solicitaciones sobre la vía, a partir de 100 km/h.

En 1973 Kuroda realizaba estudios teóricos sobre cómo afectaban las irregularidades de la vía, por ejemplo, las debidas a soldaduras, a las masas no suspendidas. Buscó la relación entre la velocidad del tren, la longitud en la que se produce la irregularidad, la rigidez de la vía y las variaciones dinámicas de la carga por rueda. De estos estudios, se vio la gran influencia que tenía la rigidez de la vía en la variación de las cargas dinámicas.

Jenkins en 1974 publicó las conclusiones de los estudios de los Ferrocarriles Británicos, respecto a la influencia que producían las juntas de los carriles en las cargas dinámicas. Se ponía de manifiesto el perjudicial efecto de la variación de la rigidez de la vía.

También en 1974 Amielin plasmó los resultados de los estudios que se habían estado realizando en la línea Moscú- Leningrado, donde se habían detectado deterioros en las zonas de acceso a los puentes. Relacionó en sus conclusiones que se producía un incremento entre un cincuenta a un cien por ciento de las solicitaciones dinámicas, debido a la variación de la rigidez vertical en estos puntos.

Estos estudios se resumen en la tabla 6.10.

Autor (año)	Ámbito de influencia de la rigidez vertical de la vía	Representación gráfica de forma esquemática
Prud´Homme (1970)	Solicitaciones verticales ejercidas sobre la vía por el peso no suspendido de los vehículos.	Defectos aleatorios/Random defects
Hirano (1972)	Deformación sinusoidal de la vía	
Kuroda (1973)	Deformación sinusoidal del carril	
Jenkins (1974)	Sobrecargas verticales en juntas	
Amielin (1974)	Interacción infraestructura natural y obra de fábrica	andrea andrea

Tabla 6.10. Influencia de la rigidez vertical de la vía en los esfuerzos dinámicos. Fuente: López Pita et al, 2000.

Numerosos estudios han ido encaminados a encontrar valores óptimos en la rigidez de la vía. No solo buscando un valor máximo de la rigidez de la vía, pues los estudios realizados demostraban que un valor superior perjudicaba la vía por el aumento de las solicitaciones dinámicas, sino también un valor inferior.

En este sentido Sauvage desarrolló en 1982 un estudio sobre cómo la degradación de la nivelación de la vía que se produce con el paso de las circulaciones, está relacionada con la disipación de la potencia en la vía. Dedujo mediante un modelo teórico basado en datos experimentales tomados de la línea de alta velocidad Paris- Lyon, la ley que rige el valor de la potencia disipada en la vía por una rueda, en función de la inercia del carril y en relación con el módulo de la vía. La curva se adjunta en la figura 6.23. Dada la forma en la que esta curva es elaborada resulta imposible calcularse la curva de potencia disipada en la vía, ni hay datos para comprobarla.



Figura 6.23. Relación módulo de vía/Potencia disipada en la vía, Sauvage y Fortin, 1982.

En estos estudios se comprobó cómo aumentando la rigidez de la vía se disminuía la potencia disipada.

Estos estudios supusieron un punto de inflexión en las investigaciones al considerar la rigidez de la vía como un elemento fundamental para el control de los costes de mantenimiento.

Hasta el momento se creía que una elevada resistencia estructural de la vía proporcionaba más bajos costes de mantenimiento. Se añade en esta década de los años setenta, un mayor número de parámetros de control para la optimización de los costes, pero no solo los costes de mantenimiento de vía, sino también la influencia del diseño de vía en los costes de explotación.

Posteriormente en la década de los ochenta López Pita realizó nuevos estudios buscando qué otros parámetros limitan el valor de la rigidez vertical, como se observa en la figura 6.24. Ya que los valores de la rigidez no se pueden llevar hasta según qué extremos pues para una menor rigidez la disipación de energía aumenta y por lo tanto también lo hacen los costes de tracción.



Figura 6.24. Valor óptimo de rigidez vertical. Fuente: López Pita.

En 1983 Profillidis hace un análisis sobre las características mecánicas de carril, sujeción (elasticidad-rigidez), traviesa, balasto y subbalasto y finalmente de la plataforma (suelos o roca) en su Tesis Doctoral en la Ecole des Ponts et Chaussees de París.

Esta Tesis Doctoral recoge los ensayos a escala natural realizados en Derby (Inglaterra) y Viena desde 1979, sobre el emparrillado de la vía con distintos tipos de materiales de explanada y distintos espesores de balasto y capas inferiores, ajustando así los modelos numéricos correspondientes de modelos multicapa y de elementos finitos. Se reflejan los resultados en la tabla 6.11. a 6.13.

Material	c (kPa)	φ (°)	Elab (MPa)	v	E <sub>placa</sub> (MPa)
Balasto	0	49	180	0,1	135
Subbalasto	0	52	150		405
Arena	95	40	20		102
Arcilla de Boulder	90	0	8-28		4-8
Marne de Keuper	230	0	30		40

Tabla 6.11. Datos Ensayos ORE de Derby (1979-1983). Profillidis, 1983.

Material	c (kPa)	φ (°)	Elab (MPa)	v	Eplaca (MPa)
Balasto			250		250
Subbalasto	0	44			1000
Arena	0	35	100		64
Arcilla	50	20	20		19
Loess	20	45	60-70		35

Tabla 6.12. Datos Ensayos ORE de Viena (1979-1983). Profillidis, 1983.

Con los resultados obtenidos en estos ensayos realizados a escala 1:1, Profillidis propone en su Tesis Doctoral un modelo de elementos finitos. Los datos que se emplearon en este modelo son los reflejados en la tabla 6.13.

Material	c (kPa)	φ (°)	Elab (MPa)	v	Eplaca (MPa)
Balasto			250		250
Grava	0	44			1.000
Arena	0	35	100		64
Arcilla	50	20	20		19
Loess	20	45	60-70		35

Tabla 6.13. Datos para el modelo de elementos finitos. Profillidis, 1983.

Esta tesis del profesor Profillidis supone un antes y un después en los cálculos de la vía puesto que suponen la introducción de modelos de elementos finitos (figura 6.25) al estudio de la vía y actualmente son los que se utilizan.

Estos trabajos de Profillidis están enmarcados dentro de los ensayos sobre la vía y el balasto realizados por la ORE, la Question D- 117 'Adaptation optimale de la voie classique au trafic de l'avenir'.

De este trabajo se incluyen en la presente tesis doctoral parte de los ábacos y figuras incluidas en el Rapport Nº 28 'Abaques de comportement du systéme voie/fondation' (Utrech, 1983), que resume los trabajos citados, las figuras 6.26 a 6.29.



Figura 6.25. Modelo actual de cálculo de vía Por elementos finitos. Fuente: Melis, 2012.











Figura 6.28. Esfuerzos estáticos de la traviesa y de la superficie de la plataforma. Question D- 117 ORE, 1983.





En 1990 en función de la calidad del suelo, Alias consideró los distintos valores de rigidez vertical que se recogen en la tabla 6.14:

Calidad de la plataforma	C(kg/cm³)	Rigidez (t/mm)
Mala	2	0,5
Mediocre	2-9	0,5- 1
Aceptable	10- 17	1-3
Buena	<u>&gt;</u> 18	<u>&gt;</u> 3

Tabla 6.14. Valores de rigidez. Fuente: Alias, 1990.

Según Alias, la rigidez del conjunto plataforma y balasto, puede variar entre 1,5 a 10 t/mm, dependiendo de la naturaleza de la plataforma en cada caso y del espesor de la capa de balasto.

Marca como valor usual el de 3 t/mm, aunque alcanza valores de 12-15 t/mm en las obras de fábrica, donde se localiza un fuerte salto en la elasticidad vertical.

Marca igualmente unos valores óptimos de rigidez, estableciendo para las líneas de alta velocidad en el entorno de los 300 km/h una rigidez óptima de 8 t/mm y para las líneas de una velocidad de 200 km/h una rigidez óptima de 5 t/mm. En 1997 el impulso dado en Alemania a las líneas de alta velocidad, Eisenmann y Rump constataron que las secciones tipo que se habían construido de líneas de alta velocidad, quizás con el deseo de establecer una estructura de vía resistente, se había incluso duplicado el valor del coeficiente de balasto, respecto a las líneas convencionales existentes, incrementando hasta en un 70% la rigidez vertical de la vía, lo que podría suponer un aumento considerable en los costes de mantenimiento.

Se adjunta en la tabla 6.15 algunos valores de los coeficientes de balasto que publicaron Eisenmann y Rump del valor del coeficiente de balasto, en las antiguas líneas convencionales y las nuevas líneas en construcción Hannover-Würzburg y Mannheim-Stuttgart.

Coeficiente de balasto de algunas líneas alemanas								
Tipo de trayecto	Tipo de estructura	Coeficiente (N/mm³)	de	balasto				
Línea antigua y meiorada	Mala capacidad portante	0,05						
	Buena capacidad portante	0,15						
Nueva construcción:	Plataforma natural	0,30 a 0,40						
Hannover-Würzburg Mannheim-Stuttgart	Puentes y túneles	0,40 a 0,50						

Tabla 6.15. Valores de coeficiente de balasto. Fuente: Eisenmann y Rump, 1997.

Dando continuidad a estos estudios, Texeira en el 2004 buscó un valor óptimo de la rigidez vertical, que se adjunta en la figura 6.30. Consideró para una vía de alta velocidad

con circulaciones alrededor de 300 Km/h, como valor óptimo 78 KN/mm de rigidez vertical. En este trabajo aconseja incluso una relación de valores, que supondrán la variación máxima admisible del parámetro de rigidez vertical de la vía, medido entre traviesas consecutivas.



Figura 6.30. Máxima variación de la rigidez. Fuente: Teixeira, 2004.

# 7. INSTRUMENTACIÓN

Como ha sido desarrollado en la introducción de este trabajo, dentro del marco del Convenio de colaboración entre RENFE Operadora y la Universidad Politécnica de Madrid para la realización de diversos trabajos de Investigación y Desarrollos ferroviarios, se han realizado una serie de auscultaciones de la vía. Más concretamente para esta tesis se han utilizado los resultados de la auscultación a partir de los acelerómetros colocados en la caja de grasa de un rodal situado en la unidad siete de la serie S- 112, serie de TALGO que presta el servicio comercial en alta velocidad entre las ciudades de Madrid y Valencia. Se han seleccionado los días de medida 25 de febrero de 2011 a 1000 Hz y 21 de diciembre de 2012 muestreado a 12000 hercios, teniendo así un amplio abanico de datos sobre los que investigar y desarrollar la metodología propuesta para la caracterización de la rigidez global de la vía a partir de los datos de aceleraciones tomados en la caja de grasa de los vehículos.



Figura 7.1. Rodal de TALGO

En este apartado se va a desarrollar en detalle, el proceso seguido para el montaje de la instrumentación, que se ha realizado en los coches de TALGO Serie 112 (figura 7.1.), para la auscultación dinámica, que ha servido de base y punto de partida para el análisis de la rigidez vertical a lo largo del trazado del tramo en estudio elaborado en la presente tesis.

Se ha instrumentado la caja de grasa del coche con acelerómetros para obtener una visión general de la relación existente entre la infraestructura y las aceleraciones laterales y verticales transmitidas tanto a los coches y vagones, como a los pasajeros. Se han medido las aceleraciones verticales y laterales en cada uno de los dos rodales, tanto la aceleración izquierda como aceleración derecha y además las aceleraciones en los tres ejes.

# 7.1. MATERIAL MÓVIL

En este apartado se describen y desarrollan las principales constantes y parámetros del material móvil, en el que se han realizado las medidas de auscultación. La información ha sido facilitada por la casa TALGO fabricante del modelo. Todos los parámetros aquí desglosados, son utilizados en el desarrollo de la tesis.



Figura 7.2. Coche tren TALGO Serie 112

El movimiento del tren sobre la vía, depende conjuntamente de las características del material móvil y de las características de la vía. Las medidas de auscultación, se han tomado en el tren de TALGO, la serie S-112 (figura 7.2.), instrumentando en caja de grasa un rodal situado en la mitad de la unidad.

A partir de estos datos se obtiene una visión general de la relación existente entre la infraestructura y las aceleraciones laterales y verticales transmitidas tanto a los coches y vagones, como a los pasajeros.

## 7.1.1. Reseña histórica

Se pretende desarrollar en este apartado, una línea temporal con los hitos más importantes, a nivel tecnológico y de diseño de los trenes TALGO, desde el inicio de los mismos, hasta la etapa actual.

Los cambios tecnológicos se han desarrollando con bastante rapidez. Conociendo la evolución de las distintas series diseñadas a lo largo de los años de innovación y mejora se llega a la actual generación de trenes de alta velocidad. Esta evolución está marcada por las singularidades propias de nuestro sistema ferroviario, con la característica inicial de las vías de ancho ibérico de 1.668 mm y el posterior desarrollo de la red de alta velocidad en ancho UIC de 1.435 mm, así como las diferencias en tensión de electrificación y distintos sistemas de señalización, de forma que se han ido configurando las características de la flota de trenes actual.



Figura 7.3. TALGO Serie I. Fuente: TALGO.

En el año 1941 se constituye la sociedad TALGO, cuyo significado de las siglas es, Tren-Articulado- Ligero- Goicoechea- Oriol. Se construye al año siguiente el TALGO Serie I, mostrado en la figura 7.3., en los Talleres de "hijos de Juan Garay" en el municipio de Oñate en la provincia de Guipúzcoa y en los talleres de la compañía M.Z.A. de Atocha
en Madrid. La cabeza motriz del tren se fabrica en los talleres de la Compañía del Norte en Valladolid, sobre la base de un bogie provisto de un motor Diesel Ganz de 200 HP.

Se realizó la primera circulación en pruebas en octubre 1942 entre Madrid y Guadalajara alcanzando en este momento la velocidad de 115Km/h, posteriormente, en enero de 1944 llegarían a alcanzarse incluso los 135 km/h, en el curso de un viaje de ensayos, en la bajada de La Cañada, en el tramo entre Ávila y Madrid.

Comenzaría en la década de los cincuenta, la relación contractual con RENFE, con la explotación comercial de la línea Madrid-Irún. En este primer contrato con RENFE, llevaría TALGO el diseño, desarrollo, fabricación y mantenimiento y llevarían la explotación conjunta la unión RENFE-TALGO, con cuatro trenes semanales a una velocidad máxima de 120 km/h. A finales de la década se inicia el servicio de la Línea Madrid-Barcelona, con trenes TALGO II, como el mostrado en la figura 7.4.



Figura 7.4. TALGO serie II. Fuente: TALGO.

Fue en esta década, el 13 de marzo de 1950 cuando se alcanzan el récord de velocidad en Portugal, en la línea Lisboa- Oporto, llegando a circular a 150 Km/h. Comienza en esta etapa el desarrollo de la Serie TALGO III, como el mostrado en la figura 7.5. En la década de los sesenta, entran en servicio comercial los trenes de la Serie III y las locomotoras tipo 2000T en la línea Madrid- Barcelona.



Figura 7.5. TALGO serie III. Fuente: TALGO.

Se alcanza la velocidad punta de 200 km/h en junio de 1966, un TALGO III de cuatro coches arrastrados por la locomotora 2005T, circulando en pruebas entre Sevilla y Los Rosales. Comienza el desarrollo de la tecnología del sistema de cambio de ancho automático y en noviembre de 1968, se realiza el primer viaje oficial entre Madrid y París, a través de la frontera en Hendaya, sin trasbordo de pasajeros en la frontera y en junio de 1969 comienza la explotación comercial del tren TALGO Internacional: el catalán TALGO Barcelona- Ginebra dotado igualmente con rodadura de ancho variable. La marca TALGO se convierte en el producto de altas prestaciones de RENFE.



Figura 7.6. TALGO serie III. Récord de velocidad. Fuente: TALGO.

En la década de los 70 se alcanzan dos nuevos récord de velocidad, en mayo de 1972 se alcanzan los 222 km/h con un tren TALGO III (figura 7.6.), con suspensión neumática, arrastrado por la locomotora Renfe 3005T con tracción diesel, en las proximidades de Guadalajara, y en mayo de 1978, un TALGO Pendular con tracción diesel, alcanza los 230 km/h. En la década de los 80 se desarrolla el TALGO Pendular (figura 7.7.).



Figura 7.7. TALGO pendular. Fuente: TALGO.

Al comienzo de la década de los 90, en diciembre de 1990, una formación de coches TALGO Pendular alcanza en el Banco de Pruebas de Munich los 500 km/h. En esta década se inaugura la línea de alta velocidad española entre las ciudades de Madrid y Sevilla. En septiembre de 1991 se realiza el primer viaje oficial por esta nueva línea, con la locomotora 353-002. En mayo de 1994, en unas pruebas entre las localidades de Mora y Urda, se alcanzan los 303 km/h y en septiembre de 1997 se alcanzarían los 333 km/h en el trayecto entre las localidades de Ciudad Real y Mora.

Se alcanzan los 360 km/h en Alemania, entre las localidades de Götingen y Hannover.

Esta última década, a partir del récord alcanzado con la serie TALGO 350 en diciembre 2000, ha sido una sucesión de avances tecnológicos punteros. Muchos autores, como Beatriz Rodríguez López, consideran las flotas surgidas en esta década como los trenes de la segunda generación, por su mayor diversidad e incorporación de innumerables mejoras tecnológicas respecto a sus antecesores. En diciembre de 2010 se pone en servicio la línea de alta velocidad Madrid- Valencia con trenes TALGO 350 pertenecientes a Renfe, con la denominación TALGO 112. Los principales hitos de la serie TALGO 112:

- En el año 1991 comienza el diseño de la rodadura de alta velocidad.
- En distintos periodos se realizan pruebas en vía (rodales T33):
  - o 1994: 303 km/h pruebas realizadas en la línea del AVE
  - o 1994: 360 km/h pruebas realizadas en Alemania.

- o 1994: 514 km/h pruebas banco de ensayos de Munich (DB)
- o 1997: 334 km/h pruebas realizadas en la línea del AVE
- o 2000/2001: 359 km/h pruebas realizadas en la línea del AVE
- o 2002: 362 km/h pruebas realizadas en la vía Madrid-Lérida.
- Se consigue la homologación dinámica a 330 km/h, habiéndose realizado ensayos a velocidades hasta 363 km/h.

## 7.1.2. Principios tecnológicos de los trenes TALGO

Se repasan en este apartado los principios tecnológicos de los trenes TALGO, gracias a la información suministrada por los fabricantes de esta tecnología, que ha sido uno de los mayores logros tecnológicos y pioneros en su día, y que han pasado a formar parte del patrimonio de la ingeniería ferroviaria española.

Las principales características que diferencian a los trenes TALGO, son entre otras:

- Construcción ligera
- Unión articulada
- Ejes guiados
- Ruedas independientes
- Pendulación natural



Figura 7.8. Sistema de pendulación natural. Fuente: TALGO.

Todos los vehículos TALGO posteriores al año 1980, tienen suspensión de tipo pendular, como puede verse en la figura 7.8. Al circular por un camino o vía curva, están sometidos de forma natural a un empuje lateral hacia el exterior de la misma que, en el caso de los vehículos ferroviarios, se traduce en una tendencia al vuelco hacia el exterior y en un giro de las cajas en el mismo sentido.

La pendulación consigue invertir el sentido de este giro de forma que, al circular por las curvas, se inclinan de forma natural "hacia dentro" de las mismas.

El Sistema TALGO RD de Cambio de Ancho Automático, reflejado en la figura 7.9., permite a los trenes de alta velocidad concebidos para circular de forma ininterrumpida por infraestructuras con distinto ancho. Las fases del cambio de ancho de vía automático para rodales son:

- Primera fase: Los patines de que está dotado el yugo entran en contacto con las pistas y desliza sobre ellas. Las ruedas quedan descargadas del peso
- Segunda fase: Los puentes de los cerrojos se introducen en las guías en T, descendiendo obligados por la pendiente de estas guías. Los conjuntos de rueda quedan desclavados.
- Tercera fase: Las ruedas se desplazan transversalmente hasta su nueva posición empujada por los contracarriles de transición.
- Cuarta fase: Los cerrojos vuelven a ascender y conjuntos de rueda quedan enclavados en su nueva posición
- Quinta fase: las ruedas giran ya en el nuevo ancho de vía.

Esta tecnología permite compatibilizar la circulación entre países que tienen distinto ancho de vía, sin necesidad de detener el tren ni cambiar de tren.

El sistema TALGO RD se desarrolló durante los años 60. Entró en servicio en 1968 como solución ofrecida a RENFE para evitar el trasbordo de pasajeros en la frontera hispano-francesa, operación obligada hasta entonces debido al diferente ancho de las vías de la península Ibérica (1668mm) en relación con las europeas (1435mm).



### **CAMBIO DE ANCHO PARA RODALES**

Figura 7.9. Sistema de cambio de ancho. Fuente: TALGO.

Desde su concepción, lleva realizados más de 1.6 millones de cambios de ancho automáticos, sin intervención humana, al paso del tren a una velocidad de 10 ó 15 km/h. sobre una instalación especial montada entre las vías de distinto ancho.

Además, se trata de un sistema de gran simplicidad que no genera fallos.

El Sistema TALGO RD, se puede aplicar de forma probada a ruedas independientes, bogies de mercancía y bogies motores.

Este sistema está diseñado para funcionar entre los siguientes anchos de vía:

- Métrico (1000 mm)
- Estándar o internacional (1435 mm)
- Ruso (1520 mm)
- Español (1668 mm)

El mapa de distribución de anchos de vía puede apreciarse en la figura 7.10.



Figura 7.10. Mapa de anchos de vía. Fuente: TALGO.

El sistema de ruedas independientes y guiadas (figura 7.11.) mejora el comportamiento del tren ante el movimiento de lazo. Los ejes de rodadura están permanentemente guiados sobre la vía, manteniéndose las ruedas paralelas al carril tanto en recta como en curva.



Figura 7.11. Sistemas de ejes. Fuente: TALGO

## 7.1.3. TALGO 350. Serie 102- 112

Durante los primeros años de la alta velocidad en España los trenes que circulaban, como se ha visto eran los de la serie 100, en el año 2001 surge la serie 102 cuando Renfe adjudica al Consorcio formado por TALGO y Bombardier la construcción de los dieciséis trenes que constituirían esta serie.

Este modelo es denominado de forma usual como "Pato", por la forma aerodinámica de su cabeza. La cabeza fue diseñada en el túnel del viento, y se adoptó este diseño, pues reduce los efectos aerodinámicos de las ondas de presión al atravesar los túneles ferroviarios, así como la reducción del efecto del viento lateral.

Se amplía este contrato en el año 2004 con un pedido de 30 unidades más, y dado que se realizan una serie de ajustes en la racionalización de los espacios, esta serie pasa a denominarse serie 112.

La serie TALGO 350, como en la figura 7.12., es uno de los máximos exponentes de la tecnología TALGO para servicios de Alta Velocidad. Son trenes con tracción integrada, formados por dos cabezas tractoras TALGO para Alta Velocidad de alta potencia idénticas entre sí, y una composición TALGO de Alta Velocidad, formada por un número variable de coches de asientos con un máximo de doce.



Figura 7.12. TALGO 350. Fuente: TALGO.

Las características técnicas de este tren, se resumen en las tablas siguientes:

- Tracción Eléctrica a 25 kV, 50 Hz
- Potencia instalada 8000 kW
- Bogies Bo Bo
- Empate 2.65 metros
- Frontal Aerodinámico. Optimizado para ondas de presión y viento lateral
- Frenado neumático Tres discos por eje (dos de ellos en las ruedas)
- Frenado eléctrico De recuperación (4200 kW) y reostático (3200 kW)
- Longitud 20 metros
- Anchura máxima 2.96 metros y altura 4 metros
- Velocidad comercial máxima 330 km/h
- Aceleración lateral máxima en curva 1.2 m/s2
- Ancho de vía 1435 mm.
- Tracción Eléctrica
- Cabezas motrices 2
- Coches de pasajeros (máximo) 12
- Ejes tractores 8
- Número máximo de ejes del tren 21
- Peso máximo por eje 17 t.
- Longitud máxima del tren 200 m.
- Sentido de marcha Bidireccional ("push pull")
- Operación Tren aislado o en configuración múltiple

Se adjunta en la figura 7.13 esquemas de los detallas de la configuración de un coche de la serie TALGO 112.

Las estructuras de los coches TALGO son de construcción ligera en aluminio y de diseño monocasco. Están formadas por perfiles de aluminio extruido que se sueldan entre si formando los laterales, el bastidor y el techo. Estos 3 componentes se integran formando la caja que se cierra con los testeros.



Figura 7.13. Serie 112. Fuente: TALGO.

Los modelos dinámicos de masas, muelles y amortiguamientos facilitan la reducción de vibraciones. Un sencillo eje puede deslizarse por los carriles con bastante suavidad, pero, a fin de amortiguar los golpes y reducir el desgaste tanto del vehículo como de la vía se colocan los sistemas de suspensión. La dinámica vertical del conjunto formado por la vía y el material móvil depende, entre otras características, de la masa del eje montado, del bogie y de la caja del vehículo. Otros factores fundamentales son también las características verticales de sus suspensiones primaria y secundaria así como el amortiguamiento. Depende también, aunque en menor medida, de las características dinámicas de las ruedas y del eje montado, así como de sus modos de vibración. Forma parte del desarrollo de este trabajo, el estudio de la dinámica vertical por medio de los modelos dinámicos de masas, resortes y amortiguadores. En primer lugar se tiene el modelo de una masa, modelo formado por el eje montado o masa no suspendida.

En esta serie 112 el eje de rodadura tiene la siguiente configuración, mostrado en la figura 7.14.







Otra vista en detalle del bastidor del rodal completo, se muestra en la figura 7.15.



Figura 7.15. Bastidor. Fuente: TALGO.

Y una vista el taller del bastidor, se muestra en la figura 7.16.



Figura 7.16. Bastidor TALGO

Las diferencias de rigidez vertical de la vía a lo largo del recorrido o posibles irregularidades tanto en la propia vía como en la rueda, pueden provocar movimiento vertical de la masa, cuyas aceleraciones, ejercen esfuerzos dinámicos sobre la vía y que al transmitirse al bogie por la suspensión primaria y a la caja de viajeros a través de la suspensión secundaria, afectan al confort del viajero.

Los esquemas de suspensión primaria y secundaria en este modelo son los que se muestran en la figura 7.17.



Figura 7.17. Suspensiones. Fuente: TALGO.

El modelo dinámico en el que a la masa anterior se le añade encima otra masa, conocido como modelo dinámico de dos masas, simula la estructura del bogie. Entre ambas masas se sitúa la suspensión primaria del vehículo, como se observa en la figura 7.16.



Figura 7.18. Suspensión primaria. Fuente: TALGO.



Se adjunta un detalle de la suspensión primaria de la serie Talgo112 en la figura 7.19.

Figura 7.19. Detalles suspensión primaria. Fuente: TALGO.

Queda fijado el paralelismo como masas vibrantes que circulan a una determinada velocidad sobre la vía. Estas masas quedan unidas e interrelacionadas por un sistema de amortiguaciones y resortes. Son por tanto sistemas que pueden ser discretizados y analizados como sistemas mecánicos conocidos.

Se adjunta en la figura 7.20. una foto en detalle de la suspensión del tren TALGO.



Figura 7.20. Detalle de suspensión primaria. Fuente: TALGO.

El modelo dinámico en el que a la masa anterior se le añade encima otra masa, conocido como modelo dinámico de tres masas, simula la estructura de la caja. Entre ambas masas se sitúa la suspensión secundaria (figura 7.21.).



Figura 7.21. Suspensión secundaria. Fuente: TALGO.

En la figura 7.22. se adjunta en detalle la suspensión secundaria para el Talgo112.



Figura 7.22. Suspensión secundaria. Fuente: TALGO.

### 7.2. METODOLOGÍA DE AUSCULTACIÓN Y TOMA DE DATOS

El propósito del siguiente apartado es la descripción del proceso de toma de datos de las aceleraciones. Se procede a la descripción tanto de cada uno de los aparatos seleccionados para la toma de medidas como a la descripción del proceso de colocación de los distintos aparatos de auscultación colocados en los vehículos ferroviarios.

Se han medido los movimientos del tren S-112, como ya ha sido comentado, que presta servicio en la nueva Línea de Alta Velocidad Madrid- Valencia, instrumentando un caja de grasa perteneciente un rodal situado a la mitad de la unidad, en concreto en el coche anexo a la cafetería, como el mostrado en la foto de la figura 7.23.



Figura 7.23. Rodal instrumentado

La información obtenida de esta serie de medidas es la que se analiza a lo largo de esta tesis, estudiando las aceleraciones medidas, los esfuerzos que se producen y realizando el análisis de las frecuencias dominantes para distintos tipos de plataforma subyacente y tratando de identificar las aceleraciones con la infraestructura de la vía: terraplenes, viaductos, túneles.

Se ha buscado conocer la aceleración vertical asociada a cada punto de medida, en sus coordenadas GPS, tomando en estos puntos, tanto los datos de aceleraciones como posición y velocidad del tren en ese instante.

Con este tipo de auscultación dinámica se consigue ver con mayor detalle el cambio y evolución de los parámetros medidos, aunque sea de forma indirecta.

Tradicionalmente, los sistemas de auscultación son procesos de toma de datos, donde analizando estos espectros de potencia de las aceleraciones sufridas durante el recorrido de la vía por los coches laboratorios debidamente instrumentados, en función de las frecuencias y amplitudes detectadas, se determinan los defectos de vía más frecuentes, como pueden ser traviesas no consolidadas, desgaste ondulatorio o defectos en plano de rodadura de los carriles.

En España, se han utilizado estos métodos para la obtención de información, tanto en las líneas de ancho convencional, como en las nuevas líneas de alta velocidad. El Administrador de Infraestructuras Ferroviarias dispone de un tren de alta velocidad denominado "Séneca" destinado a la auscultación de las vías.

Existen hoy en día innumerables medios de toma de datos a partir de señales digitales. Se instrumentan los coches o la vía para medir las magnitudes físicas que en cada caso se quieran controlar, y con los datos obtenidos a través de los sensores que hayan sido seleccionados, se envían a los dispositivos de registro y presentación de los datos.

Los sensores emiten señales analógicas, que miden el valor que tiene en cada momento la magnitud física que se quiere medir y se registran de forma continua. Posteriormente esta señal se digitaliza.

La recogida de la señal que emite cada tipo de sensor se realiza con un ordenador portátil y la tarjeta de adquisición de datos, empleando un software del tipo LabView usado como herramienta gráfica de programación. La digitalización se realiza a través del conversor analógico digital (DAC) que es el corazón de la tarjeta de adquisición de datos.

Estos conversores reciben una señal analógica de entrada y al cabo de un cierto tiempo la convierten en una señal de salida digital, siendo la señal digital de salida la imagen de la señal analógica de entrada.

Estos sensores son de muy diferentes tipos en función de la magnitud física que se desea medir. Existen sensores tales como acelerómetros, medidores de deformaciones o distancias, sistemas de posicionamiento asistido, cámaras digitales u otros. Cada tipo de sensor viene caracterizado por la magnitud física que determina en sus medidas.

La señal que se recibe son ficheros con los valores leídos en cada intervalo de tiempo o espacio por el sensor elegido, así las medidas vienen equiespaciadas en el espacio o en el tiempo, de forma que se conoce el incremento de tiempo o de distancia entre las distintas lecturas del aparato. La señal analógica que nos da el sensor es la señal que tiene el valor de medida en cada momento y se registra de forma continua. Una vez digitalizada en el DAC, la recogida de datos del sensor a intervalos equidistantes de tiempo o espacio es una señal discontinua.

Mientras que el sensor correspondiente mide de forma continua, el ordenador o la tarjeta de adquisición de datos le manda cada pocos microsegundos una señal de lectura y obtiene, en el caso por ejemplo de que el sensor colocado fuera un acelerómetro, el valor de la aceleración en ese microsegundo establecido como unidad de medida.Fijar el muestreo o intervalo de tiempo o distancia en el que deben leerse los datos del sensor es una labor inicial de enorme importancia.

### 7.2.1. Características y especificaciones de los acelerómetros

El sensor que se utiliza con mayor frecuencia es el acelerómetro. Se denominan acelerómetros a los instrumentos destinados a medir aceleraciones. Su uso es común en la auscultación necesaria para el mantenimiento predictivo de la infraestructura y superestructura ferroviaria, donde se emplea para detectar defectos, en una etapa temprana antes de que se llegue a la avería.

El acelerómetro es el instrumento que mide aceleraciones asociadas con el fenómeno del peso que experimenta una masa de prueba que se encuentra en el marco de referencia del dispositivo. El principio básico y simple de un acelerómetro se puede resumir en que se construyen uniendo una masa a un dinamómetro cuyo eje está en la misma dirección que la aceleración que se desea medir.

De acuerdo con la Ley Fundamental de la Dinámica o Segunda Ley de Newton:

$$F = m \cdot a$$
 (7.2.1.1.)

Siendo:

F: Representa la fuerza resultante que actúa sobre la masa m

a: Es la aceleración.

El dinamómetro permite medir el módulo de F, de modo que se puede conocer el módulo de la aceleración a:

Un ejemplo en el que este tipo de aceleraciones son diferentes es cuando un acelerómetro mide un valor posicionado en el suelo, ya que las masas tienen un peso, a pesar de que no hay cambio de velocidad. Sin embargo, un acelerómetro en caída gravitacional libre hacia el centro de la Tierra mide un valor de cero, ya que, a pesar de que su velocidad es cada vez mayor, está en un marco de referencia en el que no tiene peso. Es habitual el uso de distintos tipos de acelerómetros. En la auscultación dinámica utilizada en este trabajo, se han colocado acelerómetros piezoeléctricos y capacitivos y se describe en este capítulo las principales características de cada uno de ellos.

La información ha sido extraída en su mayor parte de la documentación de los manuales de instrucciones de los fabricantes de estos aparatos de medida, como se hace constar en la bibliografía de este trabajo.

### 7.2.1.1. Características de los sensores piezoeléctricos

El funcionamiento de un acelerómetro de este tipo está basado en la vibración y el choque, actos que están presentes en cualquier ámbito de nuestra vida cotidiana. De estos choques y vibraciones que nos rodean algunas de ellas son deseables mientras que otras pueden resultar perturbadoras o incluso destructivas.

Es necesario por tanto controlar posibles desviaciones, pero para ello es necesario comprender las causas de estas vibraciones y desarrollar así métodos de medida y control y realizar un mantenimiento correctivo, pero sobre todo preventivo. El acelerómetro piezoeléctrico (figura 7.24.) se basa en que cuando se comprime un retículo cristalino piezoeléctrico se produce una carga eléctrica proporcional a la fuerza aplicada. Esta carga es también proporcional a la aceleración de vibración. El elemento activo consiste en un material sobre todo desarrollado de circonato de plomo, puesto que es un material cerámico con propiedades piezoeléctricas excelentes, esto es, convierte energía mecánica en electricidad.



Figura 7.24. Principales componentes de un acelerómetro piezoeléctrico. Fuente: MMF (\*) MMF: Metra Mess- und Frequenztechnik Radebeul

Uno de los lados del material piezoeléctrico está unido a un poste rígido en la base del sensor y la masa supuesta sísmica es conectada al otro lado. Cuando el acelerómetro es sometido a la vibración, la fuerza que se genera actúa sobre el elemento piezoeléctrico. Esta fuerza, en base a la ley de Newton es igual al producto de la aceleración y la masa sísmica. Debido al efecto piezoeléctrico se genera una carga proporcional a la fuerza aplicada. Ya que la masa sísmica es constante la señal de salida de la carga es proporcional a la aceleración de la masa (figura 7.25).



Figura 7.25. Principios básicos de un acelerómetro piezoeléctrico. Fuente: MMF.

La carga recorre tanto la base del sensor como la masa sísmica, que tienen la misma magnitud de aceleración de ahí que el sensor mida la aceleración del objeto de prueba. El elemento piezoeléctrico se une a la salida de sensor por un par de electrodos.

Algunos acelerómetros llevan un circuito integrado electrónico que convierte la alta impedancia de la carga de salida en una señal de voltaje de impedancia baja. Un acelerómetro piezoeléctrico puede ser considerado como un pase bajo mecánico con un pico de resonancia. Su circuito equivalente es una fuente de carga en paralelo a un condensador interior.

La respuesta en frecuencias baja principalmente depende del preamplificador escogido, que en muchos casos puede ser ajustado. Con amplificadores de voltaje el límite de frecuencia bajo es una función del tiempo constante formado por el acelerómetro, el cable, y la capacitancia de entrada de amplificador juntos con la resistencia de entrada del amplificador.

Cuando el conjunto es sometido a vibración, el disco piezoeléctrico se ve sometido a una fuerza variable, proporcional a la aceleración de la masa. Debido al efecto piezoeléctrico se desarrolla un potencial variable que será proporcional a la aceleración. Dicho potencial variable se puede registrar sobre un osciloscopio o voltímetro, que medirá la diferencia de potencial entre dos puntos del circuito eléctrico.

Este dispositivo junto con los circuitos eléctricos asociados se puede usar para la medida de velocidad y desplazamiento además de la determinación de formas de onda y frecuencia. Los acelerómetros electrónicos permiten medir la aceleración en una, dos o tres dimensiones, esto es, en tres direcciones del espacio ortonormales.

Comparado con otros tipos de sensores, los acelerómetros piezoeléctricos tienen ventajas importantes:

- Este tipo de transductor se puede hacer tan pequeño que su influencia sea despreciable sobre el dispositivo vibrador
- Los acelerómetros son lineales en el sentido de la amplitud, lo que quiere decir que tienen un rango dinámico muy largo. Igualmente tienen ruido de salida bajo, ambos aspectos favorables para medidas de choque así como para vibración casi imperceptible.
- Linealidad excelente sobre su rango dinámico.
- Amplio rango de frecuencias.
- La señal de aceleración puede ser integrada para proporcionar la velocidad y el desplazamiento

El principio piezoeléctrico no requiere ninguna energía externa, sólo la variación de la aceleración. Este tipo de acelerómetro no es capaz de medir una respuesta de corriente continua verdadera, como por ejemplo pudiera ser la aceleración de la gravedad.

Para procesar la señal del sensor, se usan los siguientes equipos:

- Equipo de dominio de tiempo, por ejemplo; RMS.
- Analizadores de Frecuencia.
- Registradores.
- Ordenador personal

En muchos casos el acelerómetro es el eslabón más crítico en la cadena de medida. Obtener la vibración exacta de la señal requiere conocimientos básicos sobre acelerómetros piezoeléctricos.

El límite de frecuencia superior depende de la frecuencia de resonancia del acelerómetro (figura 7.26.). Para disponer de una frecuencia de operaciones mayor hay que aumentar la frecuencia de resonancia. Esto se consigue reduciendo la masa sísmica. Por lo tanto, los acelerómetros con una alta frecuencia de resonancia son por lo general menos sensibles (por ejemplo acelerómetros de choque). La figura 7.26. muestra una curva de respuesta en frecuencias típica de la salida eléctrica de un acelerómetro cuando está excitado por un nivel de vibración constante.



Figura 7.26. Curva de respuesta de frecuencia Fuente: MMF

(\*) MMF: Metra Mess- und Frequenztechnik Radebeul

En la curva se distinguen varias zonas o gamas de frecuencia:

- En aproximadamente 1/5 de la frecuencia de resonancia la respuesta del sensor es 1.05. Esto quiere decir que el error moderado comparado para bajar frecuencias es el 5 %.
- En aproximadamente 1/3 de la frecuencia de resonancia el error es el 10 %. Por esta razón la gama de frecuencia "lineal" debería considerarse limitada a 1/3 de la frecuencia de resonancia.
- El límite de 3dB con un error aproximado del 30 % se obtiene en el entorno de una vez y media de la mitad de la frecuencia de resonancia.

#### 7.2.1.2. Características de los sensores capacitivos.

Los acelerómetros son lineales en el sentido de la amplitud, lo que quiere decir que tienen un rango dinámico muy largo.

El acelerómetro capacitivo usado en estas mediciones está basado en una célula de silicio capacitiva, a la cual se le atribuyen las siguientes funciones:

- Regulador de suministro de energía, permitiendo así al sensor aceptar una variación de voltaje 9 a 36 Voltios.
- Protección contra perturbaciones electromagnéticas.

Las señales de salida del sensor son proporcionales a la aceleración.

Este sensor se integra fácilmente en cualquier sistema mecánico, gracias a su alojamiento compacto y robusto. Estos sensores están formados por un oscilador cuya capacidad la forman un electrodo interno (parte del propio sensor) y otro externo (constituido por una pieza conectada a la masa).

En cambio, en otras aplicaciones se coloca una masa fija y entonces el cuerpo a detectar utilizado como dieléctrico se introduce entre la masa y la placa activa, modificando así las características del condensador equivalente.

## 7.2.2. Instalación de los aparatos de medida

Se han medido las aceleraciones verticales en cada uno de los dos rodales de la unidad siete de la serie 112 de TALGO, S- 112. Se han colocado dos acelerómetros verticales, uno en la caja de grasa derecha y otro en la caja de grasa izquierda.

También dos acelerómetros laterales para la medida de aceleraciones laterales, uno en la caja de grasa derecha y otro en la caja de grasa izquierda y un acelerómetro capacitivo, en la parte interna de la caja de grasa izquierda.

De esta forma se consigue auscultar independientemente cada hilo de la vía.

Los acelerómetros muestrearon la señal directa a 1000 Hertzios, las medidas realizadas en el año 2011 y muestrearon a 12000 hertzios las medidas realizadas en el año 2012.

Con este sistema se miden las aceleraciones longitudinales, verticales y laterales, que nos darán la información sobre el estado de la rodadura y las conclusiones derivadas en este sentido.

Se analizan las medidas correspondientes al acelerómetro piezoeléctrico, como el mostrado en la figura 7.27, en caja de grasa izquierda.



Figura 7.27. Acelerómetro piezoeléctrico

Las aceleraciones se miden con acelerómetros de dos tipos; acelerómetros piezoeléctricos y acelerómetros capacitivos, ya descritos en el apartado anterior.

Los acelerómetros piezoeléctricos basan su funcionamiento en las propiedades de los cristales piezo-eléctricos, cuando estos cristales se someten a una fuerza, se produce una corriente eléctrica, a causa de la variación de su estructura cristalina.

Así que poniendo un cristal de este tipo entre la carcasa que se une al objeto cuya aceleración se quiere medir y una masa sísmica conocida, se producirá una corriente cuando ocurra una aceleración ya que la masa ejercerá una fuerza sobre el cristal.

Midiendo esta corriente se puede calcular la aceleración pues la señal eléctrica es proporcional a la fuerza aplicada y esta fuerza es igual al producto de la aceleración por la masa sísmica.

Los acelerómetros piezoeléctricos requieren un acondicionador que los alimenta y acondiciona la señal de salida. Este acondicionador, recibe el dato en corriente, en amperios, y la convierte en voltios.

Igualmente este tipo de acelerómetros se caracterizan porque no tienen componente continua, luego la media de todas las medidas siempre tiene que dar cero.

Los acelerómetros capacitivos basan su funcionamiento en la variación entre dos conductores entre los que se ha situado un dieléctrico de la capacidad como respuesta a la variación de aceleración.

El movimiento en el eje en el que se quiera realizar la medida, ejerce una fuerza a la masa central. Al moverse esta masa libremente desplaza las placas del condensador que provoca un cambio de capacidad, que es detectado y procesado para obtener un voltaje de salida Los acelerómetros capacitivos no necesitan alimentación y miden, además de la vibración, el campo de aceleraciones a que están sometidos, la gravedad o la aceleración sin compensar en las curvas. Los acelerómetros instalados se describen a continuación.

#### 7.2.2.1. Sensores

Se colocaron acelerómetros en el recinto de viajeros; fueron del tipo capacitivo de rango 2g de la marca SENSOREX modelo 46025.

En caja de grasa se instalaron acelerómetros de tipo piezoeléctrico (figura 7.28.) de 50 mV/g y de 100 mV/g de sensibilidad según los modelos KS 76B y KS 76C-100 respectivamente.



Figura 7.28. Sensor piezoeléctrico

Los acelerómetros piezoeléctricos se colocaron en un eje en la caja de grasa de ambos laterales, colocándose en cada lado uno en posición lateral, horizontal y otro en posición vertical.

Los situados en posición vertical fueron los de 50 mV/g y en posición lateral los de sensibilidad 100 mV/g

La tabla 7.1., indica la colocación de los acelerómetros en los distintos días de medidas y las principales especificaciones de cada uno de ellos.

Orden	Descripción	Especificaciones
25 de Fe	brero de 2011	
1	Acel longitudinal en caja viajeros	Capacitivo 2g
2	Acel Lateral en caja de viajeros	Capacitivo 2g
3	Acel Vertical en caja de viajeros	Capacitivo 2g
4	Acel Vertical Izquierdo caja de grasa	Piezo 6036 50 mv/g
5	Acel Lateral Derecho caja de grasa	Piezo 8028 102,2mv/g
6	Acel Lateral central	Capacitivo 50g
7	Acel Lateral Izquierdo Caja de grasa	Piezo 8029 103,2
8	Acel Vertical Derecho caja de grasa	Piezo 6010 50 mv/g
21 de Di	ciembre de 2012	
Orden	Descripción	Especificaciones
1	Acel longitudinal en caja viajeros	ERP2
2	Acel Lateral en caja de viajeros	ERP2
3	Acel Vertical en caja de viajeros	ERP2
4	Acel Vertical derecho caja de grasa	Piezo 0805 10 mv/g
5	Acel vertical Izquierdo Caja de grasa	Piezo 0931 20 mv/g
6	Medidor de velocidad GSS	
7	Acel Lateral Derecho	Piezo 12044 100 mv/g
8	Acel Lateral Izquierdo Caja de grasa	Piezo 12045 100 mv/g

### Tabla 7.1. Acelerómetros colocados

En las fotografías, de la 7.29 a 7.34, se muestra la colocación de los aparatos anteriormente descritos en los rodales del tren TALGO.



Figura 7.29. Montaje aparatos de medida



Figura 7.30. Montaje aparatos de medida



Figura 7.31. Montaje aparatos de medida



Figura 7.32. Montaje aparatos de medida





Figura 7.34. Colocación de la instrumentación.

Figura 7.33. Colocación de la instrumentación.

## 7.2.2.2. Sistema GPS

Se utilizó un GPS de la marcha Qstarz modelo 818, como el mostrado en la figura 7.35. Este GPS se comunica vía bluetooth con el ordenador. El GPS utilizado genera cinco conjuntos de comandos cada segundo.

Los comandos GPS se graban en un archivo con extensión \_NMEA-Qst.erp.

Se calculaba la velocidad y coordenadas UTM mediante el análisis de los datos suministrados por el GPS y se realiza la asignación de éstos a los datos analógicos de

los acelerómetros, asociando de esta forma velocidad y punto kilométrico a los datos analógicos de los acelerómetros.



Figura 7.35. GPS QstarZ.

### 7.2.2.3. Sistema de adquisición de datos

El sistema de adquisición de datos utilizado esta basado en tres tarjetas de adquisición de datos de la marca Nacional Instruments modelo USB-6009 (de cuatro canales analógicos de entrada de conversor AC/DC de 14 bits) y un procesador que controla y adquiere las señales analógicas de dichas tarjetas de adquisición de datos y las señales de comandos del GPS a través de bluetooth.

El equipo de adquisición se colocó en el interior del recinto de viajeros y en un coche central.



El esquema de conexionado es el mostrado en la figura 7.36.

Figura 7.36. Sistema de conexionado

### 7.3. DOCUMENTACIÓN

Se adjunta al final de este capítulo documentación de los siguientes elementos.

- Acelerómetro SENSOREX modelo 46025
- Acelerómetros Piezoeléctricos MMF
- Tarjeta de adquisición NI-USB-6009
- DPS Qstarz 818

SENSOREX 58 16/10/2007 Premiere baie	ACCELEROMETER 46025
	DATA SHEET
SERIAL NUMBER : 091	
SLECTRICAL CHARACTERISTICS	
Power supply voltage Power supply current	: 24 V : 1.00 pA
Full scale output	: +/- 2.530 V
Maximum linearity	: +/- 0.092 NPE
Cross axis sensivity	1 2,1  mV 3  uV/a
Frequency response (-3db)	: 800.0 Hz
Null temperature coefficient	1 OK
Scale factor temperature coe	:Е : ОК
ANGLE ACCEL DATE	OT LINEARITY DATA LINEARITY DEVIATION
Degrees g V	V \$ 72 -0.250% -0.125% DE 0.125% 0.250%
-89.9933 -1.0000 3.3720	3.3724 -0.0240 0
-53.3041 -0.8089 3.2102	3,2107 =0.0306 0
-36.0048 -0.5879 3.0237	3.0238 -0.0106 0
-17.9995 -0.3089 2.7883	2,7879 0.0245 0
18.0100 0.3092 2.2667	2.2652 0.0924 0
35.2293 0.5076 2.0307	2.0297 0.0593
71.9941 0.9510 1.7213	1.7224 -0.0603 0
\$0.0006 1.0000 1.6796	1.6809 -0.0774 0
BIAIS (offset)	1 3.5267 V ( 2.888 g )
SCALE FACTOR	: 845.733 w/g
STD LINEARITY BERGR	: 0.045 500
MAX LINBARITY MERCH	1 0.092 NPE
	CONTROLE
	1 6 DCT, 2007
	N. DOTT LOU
	SENSOREX
Ope	arator name : Quality control stamp :

-	Sensorex
	BA
and the second	
SENSOREX LB 16/10/2007 Premiere baie	ACCELERONETER 46025
RANGE : +/- 90.000 Degrees SERIAL NUMBER : 097	DATA SHEET
ELECTRICAL CHARACTERISTICE	: 24 V
Fower supply current	: 3.10 mA
Maximun linearity	: +/- 0.149 \$PE
Noise	: 1.9 mV
Cross axis sensivity	i 3 uV/g)
Frequency response (-3db)	: 800.0 Hz
Mull temperature coefficient	I CK
scale factor terperature coe	IE I GR
0001	TT LINEARITY DATA LINEARITY DEVIATION
ANGLE ACCEL DATA	CALCULATED DEVIATION = ( (ACCELERATION)
-99.9979 -1.0000 3.3694	3.3705 -0.0517 0
-72.0027 -0.9511 3.3286	3.3290 -0.0276 0
-53.9915 -0.8089 3.2082	3.2095 -0.0103 0
-36.0019 -0.5578 3.0208	3.0210 -0.0119 0
-0.0003 -0.0000 2.8239	2.5226 0.0208
18.0056 0.3091 2.2628	2.2804 0.1117 0
35.9327 0.5877 2.0259	2.0242 0.0973 0
54.0046 0.8091 1.8378	1.8365 0.0279 0
90.0091 1.0000 1.5721	1.5746 -0.1491 0
STATE Inffanti	- 3 1337 W ( 3 075 - 1
SCALE PACTOR	: 6.3645 V ( 2.372 9 ) : 647.954 z67/c
MAX LINEARITY DEVIATION	1 -2.53 mW
STD LINEARITY BRHDR	: 0.063 NPM
MAL LIMEARITY READE	1 0.149 322
	CONTROLE
	1 6 OCT. 2007
	SENSOREX
Subarra unitaria	
stems facine Lie Op	irator name i Quality control stamp :
Liberty sensition VLD MERCERS 2. 8, 59 MeD, VL Liberty sensitive VLD MERCERS E. 8, 59 MeD, VLD	Date :
Labory an information V2.5. SECONDEX.5.4. jun 2017. Labory areadoundlos: V.3. VECONDEX.5.4. jun 2017.	100
Labory 2010 FOLL SECTION A ANY 2011	0 00

-		
	<u>Denso</u>	rex
		DA
GEN	ENBOREX LE 16/10/2007	F# 45025
Fre	remiere bale	10023
	DATA SHRET	
R S	RANGE : +/- 90.002 Degrees SERIAL NUMBER : 093	
z	ELECTRICAL CHARACTERISTICS	
2	Power supply voltage : 24 V	
7	Full scale output	
26	Naminum linearity : +/- 0.388 \$PT	
N	Noise : 2.1 mV	
C 7	Cross axis sensivity : 3 uV/g)	
20	Full temperature coefficient : OK	
5	Scale factor temperature coef : OK	
	been makener	
		DATA LINEARTHY PROTINITION
	ANGLE ACCEL DATA CALCULATED DEVIATION	- [ (ACCELSRAFICH)
	Degrees g V V % FE	-1.000% -0.500% 0% 0.500% 1.000%
	-49.9961 -2.0000 3.3522 3.3588 -0.3885 -72.0050 -0.9511 3.3244 3.3275 -0.1884	0
	-53.9838 -0.8089 3.2076 3.2076 -0.0016	0
	-36.0046 -0.5878 3.0240 3.0214 0.1570	0
	-0.0029 -0.0000 2.5314 2.5259 0.3250	0
	18.0091 0.3092 2.2698 2.2683 0.2664	
	35.9899 0.5875 2.0323 2.0305 0.1066 54.0081 0.8091 1.8490 1.8499 -0.0546	0
	71,9345 0.9510 1.7214 1.7243 -0.1692	0
	90.0015 1.0000 1.5774 1.5830 -0.3307	1 0 1 1
	BIAIS (Offset) 1 2.5259 V ( 2.997	g 1
	SCALE FACTOR : 842.892 mV/g	
	NAX LINEARITY DEVIATION : -5.54 mV	
	NAL LINEARITY EEROR : 0.388 SPE	
		CONTROLE
		1 6 OCT. 2007
		OF NO. OF N.
		SENSOREX
Software revisions : propage "inchar", Ley	ns: Operator name :	Quality control stamp :
Dirary condition Via Library condition Via	VIG SEARCHEST & A SWART. VI BR ! PA	Date :
Labory stridinghes V Labory senderative V	IN VIA SENSOREX SA JIE XIT.	
Litery #240 Vol. 30	CONCINENT DATION FOR	

-	
	Sensorex
4	BA BA
SENSOREX LE 03/09/2007	ACCELEROMETER 46026
Deuxieme baie	
	DATA SHEET
SERIAL NUMBER : 089	
ELECTRICAL CHARACTERISTICS	
Power supply voltage	1 24 V
Full scale output	1 3.70 JA 1 +/- 2.520 V
Maximum linearity	1 +/- 0.514 9FB
Cross axis sensivity	1 L uV/g)
Frequency response (-3db)	: 800.0 Hz
Scale factor temperature coefficient	f t OK
Long reiseling	
COTP	UT LINEARITY DATA LINEARITY DEVIATION
ANGLE ACCEL DATA Degrees g V	CALCULATED DEVIATION - F(ACCELERATECH) V % FE -2.500% -1.250% 0% 1.250% 2.500%
-90.0000 -1.0000 2.5528 -72.0000 -0.9511 2.6738	2.6811 0.5141 0 2.6730 0.2433 0
-54.0000 -0.8090 2.6494	2.6495 -0.0235 0
-18.0000 -0.3090 2.5655	2.5667 -0.3616 0
18.0000 0.3090 2.4633	2,555 -0.3733 0 2,4664 -0.3246 0
36.0000 0.5078 2.4175 54.0000 0.8090 2.3836	2.4382 -0.2280 0 2.3836 0.0016 0
72.0000 0.9511 2.3589 50.0000 1.0000 2.3516	2.3581 0.2480 0 2.3500 0.4908 0
BIAIS (offset)	1 2.5355 V ( 15.194 m )
SCALE FACTOR	: 165.5(1 mV/g
STO LINEARITY BREOR	: 0.272 178
HAN LINEARITY ERROR	. 0.514 472
	CONTROLE
	UNIT
	1 0 SEP. 2007
	SENSOREX
Setzan midan Oto	erator name b : Quality control stamp :
Interpret Technol. Review 7, 14 Lineary constitution VI. SUBSIDIEN S.A. Soc 2001 Lineary constitution VI. SUBSIDIEN S.A. Soc 2001	isa i Date i
Library sensitisathan V28, SHANOREL LA, par 2001, Library sensitisathan V28, SHANOREZ LA, par 2007, Library W20179, LINSUPER SA and Libr	
Library of 266 Vill SENITORITS S.A. mo. 2005	-

Calibration Chart for Accelerometers	MMP
Type KS 76C- Serial number 08028	-100
Reference Sensitivity at and	80 Hz 22 °C
Voltage Sensitivity **	10,42 mV/m/s² / 102,2 mV/g *
Transverse Sensitivity (at 40 Hz)	1,6 %
Output bias voltage (at 4mA)	14,1 V
For Resonant Frequency, see attac Response Curve. The lower cut-off	hed induividual Frequency frequency (-3 dB) is 0,3 Hz .
Warranty We guarantee 24 months of proper beginning with the day of shipment, according to the instruction manual.	functioning of this sensor, and provided it was used
<b>1 6. JUN. 2008</b> datesignature	B. Loh
** The calibration is traceable to the	PTB



Туре	KS 76C-	100
Serial number	08029	
Reference Sensitivit and	y at	80 Hz 22 °C
Voltage Sensitivity **		10,53 mV/m/s² / 103,3 mV/g
Transverse Sensitivi	ty (at 40 Hz)	2,0 %
Output bias voltage	(at 4mA)	12,6 V
Warranty		
Warranty We guarantee 24 mor beginning with the day according to the instru	nths of proper γ of shipment, iction manual	functioning of this sensor, and provided it was used

dB 30	Acoustic noise baP Electric noise (20 50000 Hz)	Magnetic field baB	Base strain baS	Temperature transients baT	Environmental characteristics	Polarity is positive on the output pin for an acceleration directed from the into the body of the accelerometer.	Polarity	Temperature coefficient TK(Bua)	Maximum acceleration â+, â-	Operating temperature Tmin/Tmax
	- < 40 µV	,	1	ī		of the connector mounting surface		1	550 m/s <sup>2</sup>	-20/120 °C
		Additional	amount 2	Current so The supply	Piezo desi	Moun	Elect	Weig	Mater	Physical p
		data	. 20 mA at a supply	ource current for the inte	gn	ting	ical Connector	ht (without cable)	'ial	arameter
		1	volta	mal cl	She	M5 1	UNF	23 9	Stair	



0.00.00.00.00	~	Operating 1	annersture Tra	in/Treas	-10(120 10		Phy
Calibration Chart for	MMB	operand .			1400		
Accelerometers	AUTO-N	Maximum a	coeleration a+,	a.	1100 m/s <sup>2</sup>		
Type KS 76B		Temperatu	re coefficient TP	(Bus)	-		
Serial number 06035		Polarity					
Reference Sensitivity at and	80 Hz 22 °C	Polarity to p for an accel into the bod	calitive on the cu anation directed ( ly of the accelero	Iput pin of the rom the mount meter.	connector ing surface		
Valtage Sensitivity **	5,102 mW/m/s² / 50,04 m	Wg • Environmen	stal characterist	des			Pios
Transverse Sensitivity (st 40 Hz	4 2,2 %	Temp	senature transler	ts baT	-		Cut
Output bias voltage (at 4mA)	12,9 V	Base	strain baß		-		arec
		Magn	etic field balli		-		Add
For Resonant Prequency, sea alla Response Curve. The lower cut-of	ithed induividual Prequency (1) frequency (-3 dB) is 0.3 Hz .	Acou	stic noise baP				
		Electric noi	ise (20 . 500	00 Hz)	< 30 µV		
Warranty		30					_
We guarantee 24 months of prope beginning with the day of shipmen according to the instruction manual	r functioning of this sensor, I, and provided it was used II.	dB 20					+
	0	10					
0 9, JUN. 2008	C. Ch	0					
1 1 c = 0.817 min		-10			_		_
The calibration is raceable to t	10 118	1	x10 <sup>-</sup>	12.0		11.10	
Calibration Chart for	AME	Operating temperatu	re Tinin/Tmax	-10/120 1	с ,	Physical para	meter
Accelerometers	ZHILLEN	Maximum acceleration	an et, e-	1100 m/s		Watersa	(with)
Type KS 76B Serial number 06010		Palacity	era (rejeca)			Elastical	Com
Reference Sensitivity at 80	Hz	Polarity is politive on for an acceleration din rep the body of the ac-	the output pin of t ected from the more calenameter.	he connector unling surface		NourSt	a
Voltane Remittelle ** 5.0	182 mWmis*1 49.84 mWa *	Environmental chara	ctertatica			Piezo design	
Transverse Sensitivity (pt 40 Hz) 2,	5%	Temperature tr	ransients ball	-		Gumant source	
Output bias voltage (at 4mA) 12	4 V	Base strain bat	8	- ·		preparet 2 20	nA a
For Resonant Frequency, see attached	induividual Prequency	Magnetic field I	Ged	-		Additional dat	ta
Response Curve. The lower eut-all fleq	uancy (-3 dB) in 0.3 Hz .	Acoustic noise	Dar	- 10 - 11			
		Electric noise (20	- 60000 H2]	< 30 pv			
Warranty		30 1					
We guarantee 24 months of proper fam beginning with the day of shipment, and	dianing of this sensor, I provided it was used	20			-		+++
according to the instruction montal.		10				_	
0.0 .000 2009		1					
0 9, 000, 2000	(3. Loh-						
dote	(J. L.L.	•					

# 8. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA EMPLEADA PARA LA AUSCULTACIÓN Y TOMA DE DATOS

## 8.1. CRITERIOS DE ELECCIÓN DE LAS ZONAS DE ESTUDIO

### 8.1.1. <u>Línea de Alta Velocidad Madrid- Castilla la Mancha- Comunidad Valenciana-</u> <u>Región de Murcia</u>

De las publicaciones del Ministerio de Fomento de su página Web, así como de las notas de prensa emitidas durante los principales hitos de ejecución de esta línea de alta velocidad entre Madrid y Valencia, se ha recopilado la información necesaria para conocer las principales características del tramo estudiado que se desarrolla en este capítulo.

Este tramo estudiado de alta velocidad, que une las ciudades de Madrid y Valencia, se encuentra dentro de la Línea de alta Velocidad Madrid- Castilla la Mancha- Comunidad Valenciana- región de Murcia.

Puede decirse que su inauguración y entrada en servicio ha supuesto para la ingeniería actual un gran reto, por las numerosas construcciones singulares y ferroviarias que la componen y que luego serán descritas en detalle.

Previamente al nuevo trazado de la línea de alta velocidad inaugurada en Diciembre de 2010 entre Madrid y Valencia, existían dos conexiones de Madrid con la ciudad de Valencia.

Un trazado por Cuenca, que en la figura 8.1. que se adjunta viene representada por la línea azul superior. Este trayecto tiene una longitud aproximada de 400 kilómetros y se puso en servicio en 1957, cuando se terminó el último tramo entre Arguisuelas-Enguídanos.

Los trenes comerciales venían haciendo este recorrido actualmente en 6 horas, con una velocidad comercial media de 67 km/h.

Este trazado por Cuenca fue en su día debatido y se inserta en este trabajo, como dato curioso, la cita de José Eugenio Dutaste, facilitada por el profesor Melis, publicadas en la Revista de Obras Públicas en 1914 y 1923, donde presenta su indignación porque los proponentes de una determinada solución no se hubieran "pateado" previamente el trazado.

El otro trayecto entre Madrid-Valencia que data del siglo XIX, representado en la figura 8.1. por la línea azul inferior.

Pasa por Albacete y La Encina, huyendo de los pasos de montaña y su recorrido total ronda los 498 kilómetros. Pasado Albacete, en Chinchilla, se desvía a Murcia y más adelante en La Encina se desvía el de Alicante.

Este trayecto lo efectuaba hasta la entrada en servicio de la nueva línea el tren Fiat basculante llamado Alaris en 3horas y 22 minutos, a una velocidad media de 146 km/h.



Figura 8.1. Esquemas de las vías Madrid-Valencia por la Red Convencional en azul y nuevo trazado en rojo. Fuente: Melis, 2013

Se adjuntan en las figuras 8.2. y 8.3. los perfiles longitudinales de ambos trazados, donde puede contrastarse los criterios de trazado. Puede verse como en el primer trayecto descrito es más largo pero se va adaptando al terreno y solo tiene dos túneles mientras que el trayecto por Cuenca tiene 37 túneles



Figura 8.2. Perfil longitudinal Línea Madrid- Valencia por Albacete. Fuente: Melis, 2013



Figura 8.3. Perfil longitudinal Línea Aranjuez-Cuenca-Utiel-Valencia. Fuente: Melis, 2013

Se	adjunta	en la	tabla	8.1.	la	relación	de	los	37	túneles	del	trazado	de	la	Red
Cor	nvencion	al, entr	e Mad	rid y	Val	lencia que	e pa	isa p	or C	Cuenca.					

	TÚNELES D	EL FFCC MADRI	D-VALENCIA PO	RCUENCA
	Nombre	PK Entrada	Longitud m	Pendiente o rampa ‰
1	Sotoca	131,087	500	0.0
1	CUENCA-UTIEL		1	
2	Artificial 1	165,855	120	15.0
3	Palancares	168,162	2,302	15.0
4	Mentirosas	170,942	193	16.0
5	Los Zorros	172,640	140	15.0
6	Renta	175,641	240	15.5
7	Artificial	176,722	90	15.5
8	Colmenares	177,445	67	15.5
9	San Jorge	198,987	104	7.6
10	Tejería	199,401	107	16.5
11	Sargal	207,284	731	15.0
12	Conejero	208,065	45	15.0
13	Los Lisos	208,524	46	15.0
14	Yémeda	208,637	279	15.0
15	El Salto	220,478	80	0.0
16	Olmedilleja	224,150	931	0.0
17	La Olmedilla	225,883	1,884	12.4
18	Cerro Carril	229,520	885	15.0
19	Rajapuertos	231,235	641	17.0
20	Mira	232,251	172	15.0
21	Pardal	232,762	545	15.0
22	La Cortada	233,564	65	15.0
	UTIEL-VALENCIA			
23	Las Perdices	31,302	178	20.2
24	Sino de Rama	37,793	137	9.0
25	Ventamina 1	39,503	233	20.1
26	Ventamina 2	39,865	131	20.1
27	Ventamina 3	40,029	56	20.1
28	Ventamina 4	40,096	9	20.1
29	Ventamina 5	40,371	184	20.1
30	Artificial 2	41,781	19	20.0
31	Artificial 3	41,841	68	20.0
32	Buñol 1	41,964	94	20.0
33	Buñol 2	42,101	217	20.0
34	Buñol 3	42,373	333	20.0
35	Buñol 4	43,246	238	20.0
36	La Jarra	44,003	189	20.0
37	Artificial Ronda Sur	87,998	71	24.0

Tabla 8.1. Túneles de la línea Madrid- Valencia por Cuenca. Fuente: Melis, 2013

Se adjunta en la tabla 8.2. las fechas en las que se ejecutó la vía entre Madrid y Valen	icia
que pasaba por Albacete y la que pasaba por Cuenca:	

Madrid-Valencia por Albacete	Longitud	Fecha
Tramo	Km	
Madrid-Aranjuez	48.66	10-feb-1851
Aranjuez-Tembleque	52.41	12-sep-1853
Tembleque-Alcázar	47.00	20-jun-1854
Alcázar-Albacete	130.60	18-mar-1855
Albacete-Almansa	79.53	17-nov-1857
Almansa - Mogente	49.95	19-nov-1859
Mogente - Alcudia	18.83	19-nov-1858
Alcudia - Játiva	6.47	19-nov-1857
Játiva - Manuel	7.20	20-dic-1854
Manuel - Carcagente	8.96	1-jul-1854
Carcagente-Alcira	3.63	9-abr-1853
Alcira-Benifayó	14.70	1-may-1853
Benifayó – Silla	8.91	8-dic-1852
Silla - Valencia	12.36	24-oct-1852
Valencia-Grao	4.19	22-mar-1852
Total Madrid-Valencia por Albacete	493.39	
Madrid-Valencia por Cuenca		
Tramo		10.00
Madrid-Aranjuez	48.66	10-feb-1851
Aranjuez-Cuenca	151.50	6-sep-1885
Cuenca-Arguisuelas	44.98	24-jul-1942
Arguisuelas-Enguidanos	32.63	26-nov-1947
Enguidanos-Utiel	34.79	24-jul-1942
Utiel-Sieteaguas	35.88	1-oct-1885
Sieteaguas-Buñol	10.15	11-sep-1887
Valencia-Buñol	41.60	31-jul-1883
Total Madrid-Valencia por Cuenca	400.19	
Almansa-La Encina-Alicante	96.51	15-mar-1858
Total Madrid-Alicante	454.71	

Tabla 8.2. Fechas de puesta en servicio de las líneas actuales Madrid-Valencia por Cuenca y Albacete. Fuente: Melis, 2013

El trazado actual de la línea de alta velocidad parte de Madrid en la estación Puerta de Atocha, para dirigirse hacia Cuenca y Motilla del Palancar, donde se bifurca la línea en dos ramales, uno de ellos es el estudiado que se dirige hacia Valencia y Castellón, aunque nuestro estudio termina en Valencia y un segundo ramal que continúa hacia Albacete y La Encina. En esta localidad se encuentra de nuevo una bifurcación, pues es la conexión con el Corredor Mediterráneo entre Barcelona y Almería. Uno de los ramales se dirige hacia Játiva y Valencia y el otro ramal continúa hacia el sureste, que
es el que llega hasta Monforte del Cid. De nuevo en esta localidad se vuelve a bifurcar el trazado yendo un ramal hacia Alicante y el otro hacia Murcia y Cartagena, como puede verse en la figura 8.4.



Figura 8.4. Esquema de la línea de Alta Velocidad Madrid- Castilla de Mancha-Comunidad Valenciana- Región de Murcia. Fuente: Ministerio de Fomento, 2012



El perfil longitudinal de la nueva línea se adjunta en la figura 8.5.

Figura 8.5. Perfil longitudinal de la nueva línea AVE Madrid-Valencia entre Cuenca y Valencia. Fuente: Melis, 2013

La línea entre Madrid y Valencia se ha dividido en treinta y cinco tramos durante su construcción, como puede verse en la tabla 8.3.

TRAMO	LONGITUD (km)
0. MADRID- TORREJON DE VELASCO	34,2
1.TORREJÓN DE VELASCO - SESEÑA	16,1
2.SESEÑA -ARANJUEZ	8,6
3.ARANJUEZ-ONTIGOLA	4,7
4.ONTIGOLA-OCAÑA	7,4
5.0CAÑA-VILLARRUBIA DE SANTIAGO	21,5
5. VILLARRUBIA DE SANTIAGO-SANTA CRUZ DE LA ZARZA	9,8
SANTA CRUZ DE LA ZARZA-TARANCÓN	11,7
3.TARANCÓN-UCLÉS	15,4
DUCLÉS-CAMPOS DEL PARAISO	8,4
10.CAMPOS DELPARAISO-HORCAJADA	19,7
1.HORCAJADA-NAHARROS	4,2
2.NAHARROS-TORREJONCILLO	4,4
3.TORREJONCILLO-ABIA DE LA OBISPALIA	6,9
14.ABIA DE LA OBISPALIA-CUENCA	6,5
5.CUENCA-OLALLA	10,9
6.0LALLA-ARCAS DEL VILLAR	10,6
7.ARCAS DEL VILLAR-FUENTES	12,4
8.FUENTES-MONTEAGUDO DE LAS SALINAS	11,0
9.MONTEAGUDO DE LAS SALINAS- MONTEAGUDO DE LAS SALINAS	5,0
0.MONTEAGUDO DE LAS SALINAS-SOLERA DE GABALDON	11,7
1.SOLERA DE GABALDON-MONTILLA DEL PALANCAR	13,3
2.MONTILLA DEL PALANCAR-INIESTA	14,9
3.INIESTA-MINGLANILLA	13,5
24.MINGLANILLA-EMBALSE DE CONTRERAS	7,9
25.EMBALSE DE CONTRERAS-VILLARGORDO	6,5
26.VILLARGORDO-VENTA DEL MORO	9,5
7.VENTA DEL MORO-CAUDETE	9,3
8.CAUDETE-SAN ANTONIO	10,0
9.SAN ANTONIO-REQUENA	17,2
0.REQUENA-SIETE AQUAS	6,8
1.SIETE AQUAS-BUÑOL	11,2
2.BUNOL-CHESTE	9,7
33.CHESTE-ALDAYA	12,4
34.ALDAYA-PICANYA	6,3
35.PICANYA-VALENCIA	4,2

Tabla 8.3. Tramos de ejecución de la Línea de alta velocidad Madrid- Valencia. Fuente: ADIF Para la descripción de la línea se divide el recorrido en cuatro tramos, tal como informa el Administrador de Infraestructuras Ferroviarias, en su página oficial.

## TRAMO MADRID - TORREJÓN DE VELASCO

En el inicio del recorrido, los trenes circulan compartiendo la vía con los trenes que realizan el trayecto de alta velocidad hacia la ciudad de Sevilla, por lo que tanto la línea hacia Levante como la línea hacia Sevilla circulan utilizando la actual infraestructura Madrid – Sevilla. Una vez que se llega a la localidad de Torrejón de Velasco se separan.

En los años venideros se prevé la ejecución de otra plataforma en paralelo a la mencionada línea Madrid- Sevilla y conectada con ésta. De esta forma, tanto los trenes de la línea de Sevilla pueden entrar en Madrid por la de Levante como los trenes de la línea de Levante podrán usar la línea andaluza.

## TRAMO TORREJÓN DE VELASCO - MOTILLA DEL PALANCAR

Este otro tramo discurre por las provincias de Madrid, comenzando en el entorno de la localidad madrileña de Torrejón de Velasco y las provincias de Toledo y Cuenca, hasta la localidad de Motilla del Palancar, donde enlaza con la bifurcación antes mencionada hacia Albacete y Valencia.

Todas las conexiones se realizan, mediante los correspondientes saltos de carnero, a distinto nivel. Como singularidad destaca en esta zona el cruce por la Reserva Natural de el Regajal, por lo que ha sido necesario ejecutar el túnel del Regajal. Posteriormente se dirige hacia la localidad de Horcajada y los Altos de Cabreja, que se supera mediante el túnel de mayor longitud del tramo de casi 4.000 m.

Después cruza la serranía de Cuenca, mediante el Túnel del Bosque con más de 3.100 m de longitud y a continuación se dispone un tramo de 2 kilómetros, en el que se ubica la Estación de Cuenca Fernando Zóbel. Tras pasar Fuentes, la línea llega a su primera gran bifurcación, en Motilla del Palancar, donde parte el ramal directo a Valencia y el que se dirige dirección sur, hacia Albacete.

## TRAMO MOTILLA DEL PALANCAR – ALBACETE

En este tramo, la parte mas compleja desde el punto de vista orográfico y ambiental es el cruce con el río Júcar. Una vez superada esta dificultad se llega a la llanura de entrada a la ciudad de Albacete, concluyendo el tramo en su estación actual, que se ha reformado para recibir a la alta velocidad, siendo además una importante estación de paso de la línea que continuará hacia Alicante y Murcia.

## TRAMO MOTILLA DEL PALANCAR – VALENCIA

Consta de casi 25 kilómetros de túneles, otros 11 kilómetros de viaductos y una estación en el entorno de las poblaciones de Requena y Utiel.

Parte desde la conexión con el tramo de Albacete, en Motilla del Palancar y discurre por las provincias de Cuenca y Valencia. El trazado avanza junto a la Autovía A-3, hasta la Reserva Natural de las Hoces del río Cabriel. En esta zona se inician importantes obras de ingeniería con una sucesión de túneles y viaductos de enorme complejidad técnica. Entre otros, en este tramo se ubica el Viaducto sobre el embalse de Contreras que, con 261 metros de luz, ha sido durante un tiempo récord de mayor arco de hormigón de la red ferroviaria europea.

Una vez superadas las dificultades orográficas de las Hoces del río Cabriel, comienza la segunda parte del trazado, que en su origen discurre por terrenos llanos y de

pendientes suaves. En esta zona se encuentra el viaducto sobre el río Magro y la A3, próximo a la población de San Antonio de Requena y a la estación Requena – Utiel.

A partir de este punto la línea comienza un continuo descenso hasta la denominada Hoya de Buñol, pasando por la Sierra de la Cabrera. En esta zona se encuentra el túnel de la Cabrera, que es el más largo con diferencia de toda la línea con 7.250 metros. Se ha excavado mediante tuneladora, que ha batido hasta siete veces el récord mundial de avance diario de perforación.

Superada la Sierra de la Cabrera, la línea se acerca a la última parte del trazado, entre Buñol y Valencia. En esta zona destacan las infraestructuras del túnel artificial de Torrent, de casi 3000 m y el paso sobre la Rambla del Gallo, constituido por una sucesión de viaductos y pérgolas que cruzan otras vías de transporte.

La llegada a Valencia se realiza mediante un viaducto singular sobre el río Turia, que incluye dos vías de ancho mixto para el tráfico de mercancías de Almusafes. La entrada en Valencia se produce mediante un soterramiento de 4.200 m de longitud, hasta la nueva estación de Valencia Joaquín Sorolla, ubicada al oeste de la actual estación.

# 8.1.2. Criterios de selección de las zonas de estudio

En la línea de alta velocidad Madrid- Valencia, donde se ha realizado este estudio, se van sucediendo a lo largo del trazado, una serie de obras de tierra y obras de fábrica, que van adaptándose o en su caso salvando la orografía del trayecto.

Como puede verse en la figura 8.6. se ha insertado en Google Earth el trayecto que se puede seguir en la traza marcada en amarillo. Gracias a las lecturas de las coordenadas GPS del recorrido en estudio, durante las auscultaciones realizadas para este trabajo. Una vez insertada en Google Earth la traza se puede ver con bastante nitidez el recorrido global de la línea, apreciando la orografía del mismo.



Figura 8.6. Tramo en estudio, planta. Fuente: Google Earth

Se ha analizado en detalle el trazado de la línea de alta velocidad estudiada en este trabajo, para poder diferenciar aquellos tramos de infraestructura, que han sido construidos en plataforma natural, bien en sección tipo desmonte o bien en terraplén, distinguiéndolas de aquellas zonas donde la superestructura se apoya en una obra de fábrica, bien salvando un desnivel en viaducto o bien cruzándolo en túnel.

Una vez realizada esta primera distinción, se ha analizado qué sección tipo se ha escogido para cada uno de los túneles por los que transcurre el ferrocarril, para poder discernir, aquellos sobre los que la vía se apoya sobre balasto y aquellos en los que se había elegido la tipología de vía en placa. El mismo proceso se ha seguido para los viaductos, donde la vía se apoya sobre balasto o aquellos donde se había seleccionado la vía en placa como apoyo.

Se realiza entonces el catalogado en este sentido, llevando dos líneas de análisis de los resultados de la auscultación, en función de la zona de estudio. Se puede decir, que se han distinguido así dos zonas de estudio principales. Superestructura sobre balasto, bien sobre plataforma natural o bien sobre obra de fábrica y la segunda línea de estudio las obras de fábrica, viaductos y túneles, que se apoyan sobre vía en placa.

Seguidamente, se ha discretizado el trazado, discriminado cada elemento del trazado, en función de la plataforma inferior, siguiendo el perfil longitudinal de la línea.

Se adjunta a continuación, en la figura 8.7., un corte longitudinal del trazado, sobre el terreno, realizado con la traza insertada en Google Earth.



Figura 8.7. Tramo en estudio, planta y alzado. Fuente: Google Earth

### • TERRAPLENES

Se han podido localizar a lo largo del trazado un total de 300 terraplenes, que se desarrollan en la tabla 8.4., incorporando los puntos kilométricos de entrada y salida del terraplén, las coordenadas UTM, así como la longitud del terraplén y la altura máxima del mismo.

	TRAMO	TERRAP.	PK INICIO	PK FINAL	ALTURA	LONGITUD	Xum	Yuth
		1	37141	39751	13,20	2610	436500	444650
		2	41731	42111	3,93	380	439600	444500
		3	42366	42489	3,85	123	-	•
		4	42666	42851	1,17	185	-	•
		5	43051	43981	18,75	930	-	
	<b>T</b>	6	45311	45551	1,90	240		-
Tramo 1	Torrejon	7	45771	45911	1,11	140	-	
	Velasco_Sesena	8	47071	47091	0,17	20		-
		9	47631	48091	3.02	460		-
		10	48576	48931	1,72	355	-	
		11	49166	49226	0,52	60	-	-
		12	49541	49601	0,20	60	-	-
		13	50071	50371	4,29	300	-	-
		14	50371	50501	2,91	130	442475	443750
a	S	15	50641	50861	0,49	220	442450	443720
Tramo 2	Seseña-Aranjuez	16	53276	53351	0,87	75	442650	443460
	17	56186	58313	15,18	2127	443500	443188	
		18	59577	59642	0.80	65	-	-
Tramo 3	Aranjuez- Ontigola	19	60133	60197	18,60	64	-	•
		20	63617	63717	1.84	100	-	
		21	63717	64214	5.36	497	449000	442698
		22	64222	66919	6.43	2697	449250	442660
- 11		23	67047	67737	11.48	690	451800	44250
Tramo 4		24	68122	68160	0.82	38	452550	44248
	1	25	68221	69277	11.09	1056	452700	44246
	Ontigola-Ocaña	28	69557	69624	4.67	67	453850	44240
		27	70097	70510	10.82	413	454300	44238
		28	70817	70797	8.84	180	454650	44233
		20	70837	70053	11.07	116	454850	44231
		30	71083	71102	11.03	40	454050	44230
		31	73831	80711	11.75	7090	457200	44218
100	1.0.2.5.0.0000	37	80731	80081	22.10	8350	464100	44210
Tramo 5	Ocaña-Villarrubia	32	80091	00211	10.21	230	473100	44239
1.51		24	00228	02851	7.67	2215	479700	44227
		25	02750	02001	6.00	115	478700	44207
		28	04025	04200	4.00	274	478050	44227
		27	04020	04427	2.00	57	477200	44228
		20	04474	05020	0.00	57	477400	44220
Trama B	Villom bio Sontaas a	20	05540	95029	4.00	420	477400	44220
ramoo	vinarrubia-Santacruz	40	07541	07587	9,00	138	470400	44220
		40	07708	07080	2,00	20	400550	44000
		41	9//20	97809	2,00	143	450000	44230
		42	00024	101970	14.00	1049	492900	44244
		43	100101	101078	7.00	4640	402000	44040
		44	102481	100999	7,88	4018	485300	44246
0		40	108119	109/29	4,85	1610	490450	44260
		46	109899	111529	4,12	1630	492250	44257
Tramo 7	Santacruz-Tarancón	47	111629	111707	1,55	78	493800	44252
		48	111734	112189	4,06	455	493850	44252
		49	113419	39751	4,41	1092	494450	44249
		50	113864	39751	1,48	300	495650	44249
		51	114149	114149	2,06	0	-	÷

	TRAMO	TERRAP.	PK INICIO	PK FINAL	ALTURA	LONGITUD	Xum	YUTM
		52	114130	115490	6,82	1360	496200	4424582
		53	118270	118470	6,65	200	500300	4425350
		54	118630	118970	11,58	340	500600	4425500
Teams 0	Transis Uslis	55	119060	119475	11,06	415	501050	4425650
Tramo 6	Tarancon-Ocies	56	122550	122550	0,15	0	504250	4427150
		57	122650	123230	7,87	580	504300	4427300
		58	123345	126397	7,34	3052	504800	4027700
		59	127630	129530	18,46	1900	508700	4429100
1		60	130962	132020	19,76	1058	512100	4429600
	· · · · · · · · ·	61	132306	132375	3,94	69	513300	4430000
		62	132422	132682	11,39	260	513500	4430050
		63	132759	132838	4,02	79	513700	4430150
Tramo 9 Udes-Campos Paraiso	64	133254	133661	9,51	406	514300	4430300	
	65	133971	134420	10,64	449	514900	4430500	
		66	134452	136424	19,66	1971	515400	4430600
		67	137784	137881	2,41	97	518650	4431150
		68	138000	138300	6,20	300	518708	4431189
		69	138400	138700	11,20	300	518730	4431100
		70	138900	139150	11,30	250	519500	4431300
		71	140050	140550	13.00	500	520600	4431450
	72	140800	141000	5,00	200	521500	4431500	
		73	141350	141800	11.00	450	521900	4431300
	Campos Paraiso-	74	143050	143750	11.00	700	523800	4431000
Tramo 10	Horcajada	75	144000	144500	12.00	500	524700	4430900
		78	145500	146100	5.50	600	526100	4430800
		77	146400	147850	10.00	1450	527100	4430550
		78	148350	150600	18.00	2250	529600	4430450
		79	152000	152300	2.00	300	532550	4430700
		80	152900	154400	19.00	1500	533300	443100
	·	81	157300	157600	15.00	300	537200	4432900
		82	157585	157605	0.53	20	537700	443310
Tramo 11	Horcajada-Naharros	83	161687	161785	2.28	98	541800	4433400
_		84	161785	161895	9.02	110	541900	4433400
		95	181035	162170	0.19	225		
		98	162540	162550	0.24	10	542800	443360
		00	182752	182775	4.00	22	642000	4422850
		00	182005	182025	8.47	20	542000	440070
		00	102090	102920	0,47	30	543000	4433700
	1	00	182115	162105	4.27	00	543700	442270
Trama 12	Nahamar Tamaianailla	01	162425	182480	1.02	25	543200	442270
namo 12	Nanarros-Torrejorialio	00	162470	182705	0.04	20	542900	442070
		82	1639/0	182005	8,24	230	543000	443370
		83	103880	103905	7,02	20	543900	443380
		84	104200	104280	3,50	20	544300	4433900
		95	164400	164455	5,44	55	544450	4433900
		96	164495	165465	11,63	970	544600	4433900
		97	165960	166060	0,82	100	545500	4434100
		98	166150	166165	3,23	15	546100	4434250

	TRAMO	TERRAP.	PK INICIO	PK FINAL	ALTURA	LONGITUD	Хилм	Yum
		99	166162	166724	6,70	562	546300	4434260
		100	166808	166922	4,70	114	546800	4434350
		101	166952	166977	0,60	25	546950	4434350
		102	167130	167337	11,80	207	547200	4434400
		103	167453	167659	6,00	206	547450	4434400
		104	167829	167854	1,30	25	547850	4434400
		105	167881	168001	8,10	120	547900	4434400
		106	168200	168342	10,10	142	548200	4434400
		107	168363	168835	17,90	472	548600	4434350
		108	168904	169001	4,90	97	548950	4434300
Tramo 13 Torrejoncillo-Abia	Territory II. Abir	109	169119	169142	8,20	23	549150	4434250
	110	170199	170224	9,10	25	550200	4434050	
		111	170335	170425	6,40	90	550350	4434050
		112	170514	170585	8,10	71	550500	4434000
		113	170660	170699	3,20	39	550600	4433950
		114	170740	170863	7,80	123	550700	4433950
		115	171173	171224	12,50	51	551150	4433900
		116	171345	171407	13,60	62	551300	4433850
		117	171910	171994	7,90	84	551900	4433850
		118	172086	172112	8,00	26	552050	4433750
		119	172154	172198	8,80	44	552100	4433750
		120	172828	172984	9,80	156	552150	4433750
		121	173060	173134	6,86	74	553013	4433624
		122	176828	177061	7,66	233	556550	4432250
	Abia-Cuenca	123	177134	177504	14,50	370	556900	4432200
Tramo 14		124	177597	177780	7,92	183	557300	4432100
		125	177943	178859	12,67	916	557600	4432050
		126	179287	179324	3,57	37	558950	4432050
		127	180087	180201	6,50	114	•	•
		128	180245	180462	8,49	218		4
		129	180567	180612	2.88	45		
		130	183427	183597	4.01	170	•	•
		131	183737	184345	12.19	608	+	•
		132	184834	185022	11.50	188	•	
		133	185162	185487	8.85	325	•	•
T	O and Otalla	134	185542	185627	3.11	85		•
Tramo 15	Cuenca-Olalia	135	186697	187203	10.14	506	•	
		138	187222	187793	9.23	571		
		137	187795	188077	11.59	282		-
		138	188407	188617	3.88	210	0.0	-
		139	189157	189187	0.41	30	•	
		140	189297	189421	10.97	124	. • 1	-
		141	189983	190107	10.69	124	•	
		142	190117	190367	7.75	250		-

	TRAMO	TERRAP.	PK INICIO	PK FINAL	ALTURA	LONGITUD	XUTM	Yum
		143	190392	190394	0,11	2	569355	4434671
		144	190491	190587	1,92	98	559450	4434650
		145	195232	195302	1,02	70	573300	4431950
		146	195360	195400	1,26	40	573400	4431900
Tramo 16	Olalla-Arcas Villar	147	195444	195947	8,50	503	573500	4431800
		148	197867	198382	9,14	515	575400	4430300
		149	198569	199835	19,79	1266	576000	4429950
		150	200502	200780	9,59	278	577600	4428850
		151	200837	201011	4,13	174	577800	4428650
		152	201671	202221	11.00	550	578100	4428000
	1 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	153	202241	202556	9,50	315	578700	4427600
		154	202971	203366	11,00	395	579000	4427000
		155	203436	204521	14,00	1085	579450	4426650
		156	204561	204701	11,00	140	580100	4425750
		157	204806	205101	8,00	295	580300	4425550
		158	206306	206546	7,50	240	581100	4424200
Tramo 17	Arcas Villar-Fuentes	159	206771	207161	13,00	390	581300	4423850
		160	207171	207581	6,00	410	581400	442350
		161	208231	208721	13,00	490	571850	442250
		162	209026	209121	2,00	95	582050	442185
		163	209901	210021	3,50	120	582300	442090
		164	210198	210266	7,00	70	582400	442065
	1	165	210541	210581	17.00	40	582550	442030
		166	212191	213241	17.00	1050	583300	441885
		167	215410	216235	24,08	825	583900	441570
	Fuentes-Monteagudo	168	217977	218272	6,28	295	583950	441310
		169	218792	220410	15,77	1618	584150	441235
and the second		170	221075	221365	17,85	290	584900	441020
Tramo 18		171	221535	221720	12,71	185	585100	440980
		172	221840	221915	4,73	75	585200	440950
		173	223050	224330	16,74	1280	585800	440840
			-	-		-	-	•
3.000	Contraction of the	175	233054	234204	9,40	1150	-	
Tramo 19	Monteagudo-Salinas	176	239654	239654	16,00			
Tramo 20	Salinas- Solera			-	-		-	
		177	241022	243340	10,45	2318	590714	439219
		178	244007	244537	4.52	530	590300	438925
		179	244674	245196	5,23	522	590150	438860
		180	245620	245723	6,69	103	589950	438765
		181	245744	246844	10.60	1100	589800	438750
Tramo 21	Solera-Motilla	182	247144	247318	12.54	174	589650	438615
		183	247379	248396	5.29	1017	589600	438595
		184	248629	249145	14.41	516	589600	438470
		185	249820	253054	9.14	3234	589500	438340
		198	252228	253780	3.01	662	500350	438020
		100	203230	203/08	3,01	505	000000	400020

Tramo 23     Isia     187     253761     256773     5.98     1950     59020     4370222       189     256778     256783     0.25     7     552200     4377600       189     256001     256886     11,80     685     563010     4376650       190     256817     256771     18,85     684     564000     4376650       191     257791     258485     13,50     684     564000     4376650       192     2569575     260331     14,10     1756     54700     4376400       193     260786     262027     7.20     1241     569656     4376050       196     262967     263418     8.10     429     569656     4376050       196     264491     264511     0.20     20     600500     4376050       200     266333     267169     10.81     686     64.34     129     602800     4376050       200     267374     267714     8.10     340     603760		TRAMO	TERRAP.	PK INICIO	PK FINAL	ALTURA	LONGITUD	Xum	YUTM
Tramo 22     Motilia-Iniesta     188     286778     286778     0.26     7     592200     4377750       160     256001     256687     18.00     085     562500     4377650       160     256817     257671     18.66     884     569100     437650       191     257571     258455     13.50     084     549000     437650       192     256575     260331     14.10     1756     54700     4376400       193     200786     262027     7.20     1241     569500     4376100       196     26258     262818     8.88     228     569600     4376000       196     26258     263116     8.10     429     569600     4376000       197     264491     264511     0.20     20     68033     61100     4376800       200     268333     267190     10.81     606     637600     4376900       201     272701     27201     3.056     1820     604700     437680			187	253781	255731	5,98	1950	590920	4379222
Tramo 22     Modila-Iniesta     189     256001     256880     11,80     885     542500     4377600       190     256817     257071     16,95     854     563100     4376950       191     257791     258455     13,50     864     564000     4376850       192     256975     260331     14,10     1756     564700     4376800       194     26277     7.20     1241     566850     4376100       196     262788     262816     8.88     228     568650     4376100       196     262967     263416     8.10     429     566050     4376000       196     262764     265690     12.70     1053     60100     4376000       199     205716     26845     4.34     129     602800     4376800       200     268333     267109     10.81     806     602350     4376800       201     26774     267714     8.10     340     604700     4375450       2020			188	255776	255783	0,25	7	592200	4377750
Tramo 22     Motilia-Iniesta     190     258817     257671     16,85     854     503100     4376850       191     257791     258455     13,50     684     504000     4376850       192     256575     260331     14,10     1756     564770     4376400       192     256575     260331     14,10     1756     564700     4376400       193     200786     282027     7,20     1241     566850     4376000       196     262588     262816     6,88     228     569850     4376050       196     264540     265690     12,70     1053     601000     4376000       196     26471     20,20     20     60050     4376000       200     266331     267714     6,10     340     603400     4376400       201     267374     267714     6,10     340     603400     4376450       202     268861     268701     1,51     40     604700     4376450       20			189	256001	256686	11,60	685	592500	4377600
Tramo 22     Motila-iniesta     191     257791     258455     13.50     684     594700     4376650       192     256575     200311     14,10     1756     544700     4376400       193     200788     260207     7.20     1241     596850     4376000       194     282585     3,47     106     596250     4376100       195     262588     262316     8.88     228     596850     4376000       196     262967     263416     8.10     429     596050     4376000       197     284491     284546     285599     12.79     1053     60100     4376600       196     285774     28774     8.10     4.0     604700     4376600       201     267374     26774     26774     8.10     4.0     60450     4376600       202     208801     286701     1.51     40     60450     437650       203     288701     27051     274021     10.09     2280     637460			190	256817	257671	16,95	854	593100	4376950
Tramo 22     Motilia-Iniesta     192     258575     200331     14,10     1756     594700     4376400       193     200788     202027     7,20     1241     596850     4376000       194     202419     202585     3,47     166     596500     4376100       196     202987     263416     8,88     228     596850     4376100       197     264491     264541     0.00     20     000500     4376000       197     264491     264548     265599     12,79     1053     601000     4376000       198     264548     265599     12,79     1053     601000     4376000       200     268333     207199     10,81     866     602350     4376500       201     267374     267714     8,10     340     604700     4374500       202     286861     268701     1,51     40     604700     4374800       203     269711     270521     30,56     1820     604700			191	257791	258455	13,50	664	594000	4376650
Tramo 22     Mobilia-iniesta     193     260786     262027     7.20     1241     596850     4376000       194     282410     262585     3,47     186     596850     4376100       196     262588     262816     8,88     228     596850     4376000       197     263401     261511     0.20     20     600500     4376000       198     264546     265590     12.79     1053     601000     4376000       199     265716     265545     4.34     129     602300     4376800       201     267374     267714     8,10     340     603400     4376800       201     267374     267714     8,10     340     604700     4376800       202     268861     268701     1.51     40     60470     4374800       203     268701     272541     4.20     240     6374850     204     272201     0.79     0     608150     4374850       205     272301     272541 </td <td></td> <td></td> <td>192</td> <td>258575</td> <td>260331</td> <td>14,10</td> <td>1756</td> <td>594700</td> <td>4376400</td>			192	258575	260331	14,10	1756	594700	4376400
Tramo 22     Motilla-Iniesta     194     282419     282585     3,47     186     598500     4376100       196     282588     262816     8,88     228     598860     4376150       197     284491     284511     0,20     20     600500     4376050       198     284546     285599     12,79     1053     601000     4376000       199     286716     285845     4,34     129     802800     4376800       201     267374     267714     8,10     340     603400     4376800       202     288611     269701     1,51     40     604700     4376800       202     288611     269714     4,510     340     603400     4376450       204     272201     270521     30,58     1820     804700     4374500       205     272301     272541     4,20     240     608250     4374850       206     272581     27621     1,09     2200     80870     4374350			193	260786	262027	7,20	1241	596850	4376000
Tramo 22     Motila-Iniesta     196     282588     282816     6.88     228     598650     4376150       198     282987     283418     8.10     429     599050     4376050       199     284401     284511     0.20     20     600500     4376000       199     265716     265699     12.79     1053     60100     4376000       200     268333     267109     10.81     866     602360     4376800       201     267374     267714     8.10     340     603400     4376800       202     268661     268701     1.51     40     604700     4376800       203     2268061     268701     1.51     40     604700     4376400       204     272201     272211     0.79     0     608150     4374800       206     272581     272621     1.65     40     608550     4374800       209     27541     2.7521     2.0,75     1420     611300     4374900 <tr< td=""><td>-</td><td></td><td>194</td><td>262419</td><td>262585</td><td>3,47</td><td>166</td><td>598500</td><td>4376100</td></tr<>	-		194	262419	262585	3,47	166	598500	4376100
Tramo 23     Iniesta-Minglanilla     Iniesta-Minglanilla <th< td=""><td>Tramo 22</td><td>Motila-Iniesta</td><td>195</td><td>262588</td><td>262816</td><td>8,88</td><td>228</td><td>598650</td><td>4376150</td></th<>	Tramo 22	Motila-Iniesta	195	262588	262816	8,88	228	598650	4376150
Tramo 23     Iniesta-Minglanilla     Iniesta-Minglanilla <th< td=""><td></td><td></td><td>196</td><td>262987</td><td>263416</td><td>8,10</td><td>429</td><td>599050</td><td>4376050</td></th<>			196	262987	263416	8,10	429	599050	4376050
Tramo 23     Iniesta-Minglanilla     Iniesta-Minglanilla     Iniesta-Minglanilla     208     288561     27521     27521     27521     27521     27521     27521     27521     27521     27521     27521     27521     27521     27521     27521     200     61330     437650       201     267374     267714     8,10     340     603400     4375650       202     268681     268701     1,51     40     604700     4375450       202     268681     268701     270521     30.56     1820     604700     4376450       204     272201     272201     0.79     0     608150     4374900       205     272301     272541     4.20     240     608250     4374850       206     275241     27561     27021     10.99     2200     608700     4374850       209     275481     275241     20.75     1420     611000     437450       210     275801     27721     20.75     1420     61300			197	264491	264511	0,20	20	600500	4376000
Image     199     265716     265945     4.34     129     602800     4375850       200     268333     267199     10.81     866     602350     4375600       201     267374     267714     8.10     340     603400     4375650       202     268661     268701     1.51     40     604700     4375450       204     272201     272521     30.56     1820     604700     4375450       204     272201     272201     0.79     0     608150     4374900       205     272301     272541     4.20     240     608250     4374850       206     272581     27621     1.65     40     608550     4374850       207     272861     27521     3.09     180     611150     4374900       208     275241     27521     3.09     180     611150     4374900       210     275801     27721     20.75     1420     612000     4374850       211     27			198	264546	265599	12,79	1053	601000	4376000
Iniesta-Minglanilla     200     268333     267199     10,81     886     802350     4375800       201     267374     267714     8,10     340     603400     4375650       202     268661     268701     1,51     40     604700     4375450       203     268701     270521     30,56     1820     604700     4375450       204     272201     27201     0,79     0     608150     4374600       205     272301     272541     4,20     240     608250     4374850       206     275281     27621     1,65     40     608550     4374850       207     272861     274921     10,99     2280     608700     4374850       209     27541     275421     3,09     180     611150     437400       210     275801     277221     20,75     1420     612000     437450       211     27721     27761     0,22     0     613100     4373900       212			199	265716	265845	4,34	129	602800	4375850
Iniesta-Minglanilla     201     267374     267714     8,10     340     803400     4375650       202     268661     268701     1,51     40     804700     4375450       203     268701     270521     30,56     1820     604700     4375450       204     272201     270521     30,56     1820     604700     4375450       204     272201     27201     0,79     0     608150     4374900       205     272301     272541     4,20     240     608250     4374850       206     272581     276621     1,05     40     608560     4374850       207     272681     276821     1,099     2260     608700     4374850       209     27541     275621     3,40     200     611350     4374300       210     275801     27721     20,75     1420     612000     437450       211     277521     277781     4,76     260     613350     437350       213 <td></td> <td>200</td> <td>266333</td> <td>267199</td> <td>10,81</td> <td>866</td> <td>602350</td> <td>4375800</td>		200	266333	267199	10,81	866	602350	4375800	
Iniesta-Minglanilla     202     268661     268701     1.51     40     604700     4375450       Tramo 23     1niesta-Minglanilla     203     268701     270521     30.56     1820     604700     4375450       204     272201     272201     0.79     0     608150     4374900       205     272301     272541     4.20     240     608250     4374850       206     272581     276621     1.65     40     608560     4374850       207     272661     27691     275421     3.09     180     611150     4374300       209     275481     275681     3.40     200     613100     4374300       210     275801     277221     20.75     1420     612000     437450       211     277261     277261     0.22     0     613100     4373900       212     277321     277481     1.10     160     613360     437850       213     277521     277781     4.76     260			201	267374	267714	8,10	340	603400	4375650
Tramo 23     203     268701     270521     30.56     1820     604700     4375450       204     272201     272201     0.79     0     608150     4374900       205     272301     272541     4.20     240     608250     4374850       206     272581     272621     1.65     40     608560     4374850       207     272681     274921     10.99     2280     608700     4374850       208     275241     275421     3.09     180     611150     4374850       209     275481     275681     3.40     200     61380     4374300       210     275801     277221     20.75     1420     612000     437450       211     277261     277261     0.22     0     613100     4373900       212     277321     277781     4.76     260     613360     4373850       214     277801     277901     0.29     40     613000     4373850       216 <t< td=""><td></td><td></td><td>202</td><td>268661</td><td>268701</td><td>1,51</td><td>40</td><td>604700</td><td>4375450</td></t<>			202	268661	268701	1,51	40	604700	4375450
Tramo 23     Iniesta-Minglanilla     204     272201     272201     0.79     0     608150     4374900     205     272301     272541     4.20     240     608250     4374850     206     272681     272621     1.65     40     608550     4374850     207     272661     274921     10.99     2260     608700     4374850     208     275241     275421     3.09     180     611150     4374850     208     275241     275421     3.09     180     611150     4374850     209     275481     275281     3.40     200     611350     4374300     209     275481     275811     3.40     200     611350     4374300     209     275481     277261     0.22     0     613100     4374300     211     277261     0.22     0     613150     4374900     212     277321     277481     1.10     180     613150     4373900     212     213     277521     277781     4.76     260     613350     4373850     214     277901			203	268701	270521	30,56	1820	604700	4375450
Tramo 23     Iniesta-Minglanilla     205     272301     272541     4,20     240     608250     4374800     4374900     4374900     4374900     4374900     4374900     4374900     4373900     4373900     4373900     4373900     4373900     4373900     4373900     43739800     43739800     43739800     43739850     43739850     4374800			204	272201	272201	0,79	0	608150	4374900
Tramo 23     Iniesta-Minglanilla     206     272681     272621     1,65     40     608550     4374850     207     272661     274921     10,99     2260     608700     4374850     208     275241     275421     3,09     180     611150     4374350     209     275481     275681     3,40     200     611150     4374350     209     275481     275681     3,40     200     611150     4374350     209     275481     277221     20,75     1420     612000     4374300     210     277261     27721     20,75     1420     612000     4374900     211     277261     27721     20,75     1420     612000     4373900     212     277321     277781     0,22     0     613150     4373900     213     277521     277781     4,76     260     613350     4373850     214     277861     277901     0,29     40     613700     4373850     214     277861     277901     0,29     40     613700     4373850     215     277981			205	272301	272541	4,20	240	608250	4374850
Tramo 23     Iniesta-Minglanilla     207     272661     274921     10,99     2260     608700     4374850       208     275241     275421     3,09     180     611150     4374350       209     275481     275681     3,40     200     611350     4374300       210     275801     277221     20,75     1420     612000     4374900       211     277581     27721     20,75     1420     613000     4373900       212     277321     277781     0,22     0     613150     4373900       213     277521     277781     4,76     260     613350     4373850       214     277961     27901     0,29     40     613700     4374850       215     277981     278561     4,14     580     613800     4373850       216     279721     280401     15,02     680     616600     4374950       217     280561     281301     13,12     740     616400     4374950 <td></td> <td></td> <td>206</td> <td>272581</td> <td>272621</td> <td>1,65</td> <td>40</td> <td>608550</td> <td>4374850</td>			206	272581	272621	1,65	40	608550	4374850
Tramo 23     Iniesta-Minglanilla     208     275241     275421     3,09     180     611150     4374350       209     275481     276881     3,40     200     611350     4374300       210     275801     277221     20,75     1420     612000     4374300       211     277261     277221     20,75     1420     61300     4374300       211     277261     277221     20,75     1420     61300     4374900       211     277261     277261     0,22     0     613100     4373900       212     277321     277781     4,76     260     613350     4373850       214     277861     277901     0,29     40     613700     4374950       215     277981     278561     4,14     580     613800     4374950       216     279721     280401     15,02     680     615600     4374300       218     281801     282281     5,73     480     617550     4374600			207	272661	274921	10,99	2260	608700	4374850
Tramo 23     Iniesta-Minglanilla     209     275481     275681     3,40     200     611350     4374300       210     275801     277221     20,75     1420     612000     4374150       211     277261     277261     0,22     0     613100     4373900       212     277321     277481     1,10     160     613150     4373900       213     277521     277781     4,76     260     613350     4373850       214     277861     277901     0,29     40     613700     4373850       215     277981     278561     4,14     580     613800     4373850       216     279721     280401     15,02     680     616400     4374300       218     281801     282281     5,73     480     617550     4374600       219     283086     283213     10,37     127     618800     4374505       220     283870     284398     13,27     529     619000     4374800			208	275241	275421	3,09	180	611150	4374350
Tramo 23     Iniesta-Minglanilla     210     275801     277221     20,75     1420     612000     4374150       211     277261     277261     0,22     0     613100     4373900       212     277321     277781     1,10     160     613150     4373900       213     277521     277781     4,76     260     613350     4373850       214     277861     277901     0,29     40     613700     437850       215     277781     278561     4,14     580     613800     4373850       216     279721     280401     15,02     680     615600     4374050       217     280561     281301     13,12     740     618400     4374300       218     281801     282281     5,73     480     617550     4374600       219     283086     283213     10,37     127     618800     437450       220     283870     284398     13,27     529     619600     4374800			209	275481	275681	3,40	200	611350	4374300
Tramo 23     Iniesta-Minglanilla     211     277261     277261     0,22     0     613100     4373900     212     212     277321     277481     1,10     160     613150     4373900     213     277521     277781     4,76     280     613350     4373950     214     277861     277901     0,29     40     613700     4373950     214     277861     277901     0,29     40     613700     4373850     215     277981     276561     4,14     580     613800     4373950     215     277981     276561     4,14     580     613800     4373850     216     217     280561     281301     13,12     740     616400     4374300     218     281801     282281     5,73     480     617550     4374600     219     283086     283213     10,37     127     618800     4374750       219     283086     283213     10,37     127     618800     4374750     220     283870     284398     13,27     529     619600			210	275801	277221	20,75	1420	612000	4374150
212     277321     277481     1,10     160     613150     4373900       213     277521     277781     4,76     260     613350     4373850       214     277861     277901     0,29     40     613700     4373850       215     277981     278561     4,14     580     613800     4373850       216     279721     280401     15,02     680     615600     4374050       217     280561     281301     13,12     740     616400     4374300       218     281801     282281     5,73     480     617550     4374600       219     283086     283213     10,37     127     618800     4374950       220     283870     284398     13,27     529     619600     4374950       221     28593     285621     13,51     228     621100     4375050       221     28393     285621     13,51     228     621100     4375050       222     280461	Tramo 23	Iniesta-Minglanila	211	277261	277261	0,22	0	613100	4373900
213     277521     277781     4,76     260     613350     4373850       214     277861     277901     0,29     40     613700     4373850       215     277981     278561     4,14     580     613800     4373850       216     279721     280401     15,02     680     615600     4374050       217     280561     281301     13,12     740     616400     4374300       218     281801     282281     5,73     480     617550     4374600       219     283086     283213     10,37     127     618800     4374800       220     283870     284398     13,27     529     619600     4374800       221     285933     285621     13,51     228     621100     4375050       221     28393     285621     13,51     228     621100     437450       222     280401     280604     19,41     203     622100     437450       221     285933			212	277321	277481	1,10	160	613150	4373900
214     277861     277901     0.29     40     613700     4373850       215     277981     278561     4.14     580     613800     4373850       216     279721     280401     15,02     680     615600     4374050       217     280561     281301     13,12     740     616400     4374300       218     281801     282281     5,73     480     617550     4374600       219     283086     283213     10,37     127     618800     4374800       220     283870     284398     13,27     529     619600     4374950       221     285933     285621     13,51     228     621100     4375050       222     280401     286064     19,41     203     622100     437450       222     280401     286064     19,41     203     622100     437450       222     280401     286064     19,41     203     622100     437450       223     280401			213	277521	277781	4,76	260	613350	4373850
215     277981     278561     4,14     580     613800     4373850       216     279721     280401     15,02     680     615600     4374050       217     280561     281301     13,12     740     616400     4374300       218     281801     282281     5,73     480     617550     4374600       219     283086     283213     10,37     127     618800     4374900       220     283870     284398     13,27     529     619600     4374800       221     28593     285621     13,51     228     621100     4375050       221     280401     280604     19,41     203     622100     4374500       222     280401     280604     19,41     203     622100     4374500			214	277861	277901	0,29	40	613700	4373850
216     279721     280401     15,02     680     615600     4374050       217     280561     281301     13,12     740     616400     4374300       218     281801     282281     5,73     480     617550     4374600       219     283086     283213     10,37     127     618800     4374750       220     283870     284398     13,27     529     619600     4374800       221     28593     285621     13,51     228     621100     4375050       222     280461     280664     19,41     203     622100     437450       222     280461     280664     19,41     203     622100     4375050			215	277981	278561	4,14	580	613800	4373850
217     280561     281301     13,12     740     616400     4374300       218     281801     282281     5,73     480     617550     4374600       219     283086     283213     10,37     127     618800     4374750       220     283870     284398     13,27     529     619600     4374800       221     28593     285621     13,51     228     621100     4375050       222     280461     286064     19,41     203     622100     437650       740     Minglanilla-Contreras     202     287054     202176     7.40     618400     4374900			216	279721	280401	15.02	680	615600	4374050
218     281801     282281     5,73     480     617550     4374600       219     283086     283213     10,37     127     618800     4374750       220     283870     284398     13,27     529     619600     4374800       221     28593     285621     13,51     228     621100     4375050       222     289461     286064     19,41     203     622100     4375050       223     297054     297176     7.40     405     620000     4375050			217	280561	281301	13,12	740	616400	4374300
219     283086     283213     10,37     127     618800     4374750       220     283870     284398     13,27     529     619600     4374800       221     285393     285621     13,51     228     621100     4375050       222     286461     286064     19,41     203     622100     4375450       Tramo 24       Minglanilla-Contreras     202     297054     292172     7.40     405     622100     4375450			218	281801	282281	5,73	480	617550	4374600
Z20     283870     284398     13,27     529     619600     4374800       Z21     285393     285621     13,51     228     621100     4375050       Z22     288461     286664     19,41     203     622100     4375450       Tramo 24     Minglanilla-Contreras     202     287054     2021/20     7.40     405     622100     4375450			219	283086	283213	10,37	127	618800	4374750
Z21     285393     285621     13,51     228     621100     4375050       Tramo 24     Minglanilla-Contreras     222     286461     286664     19,41     203     622100     4375450			220	283870	284398	13,27	529	619600	4374800
Tramo 24 Minglanilla-Contreras 222 286461 286664 19,41 203 622100 4375450			221	285393	285621	13,51	228	621100	4375050
Tramo 24 Minglanilla-Contreras	27.72L	During the second second	222	286461	286664	19,41	203	622100	4375450
223 28/001 28/1/0 7,18 125 622600 43/5/00	Tramo 24	Minglanilla-Contreras	223	287051	287176	7,18	125	622600	4375700
224 288463 288721 8,21 258 624000 4376250			224	288463	288721	8,21	258	624000	4376250
225 288819 288939 1,43 120 624200 4376350			225	288819	288939	1,43	120	624200	4376350
226 288966 289041 1,96 75 624350 4376400			226	288966	289041	1,96	75	624350	4376400
Tramo 25 Contreras-Villargordo	Tramo 25	Contreras-Villargordo	-	-	-	-		-	
228 297551 297641 2,79 90 631246 4379130			228	297551	297641	2,79	90	631246	4379130
Tramo 26 Villargordo-Venta Moro 229 303261 304341 7,64 1080 636800 4378400	Tramo 26	Villargordo-Venta Moro	229	303261	304341	7,64	1080	636800	4378400
230 305261 307051 10,18 1790 638950 4378300			230	305261	307051	10,18	1790	638950	4378300

-	TRAMO	TERRAP.	PK INICIO	PK FINAL	ALTURA	LONGITUD	Xum	Yum
		231	306816	307165	2,89	349	640595	4378582
		232	307244	307319	1,10	75	641000	4378600
		233	308194	308237	0,86	43	641900	4378800
		234	308657	308703	0,87	46	642400	4378900
		235	309163	309698	5,22	535	642900	4378900
		236	310313	310391	1,35	78	644100	4379000
Tramo 27	Venta Moro-Caudete	237	310732	311666	10,35	934	644500	4379000
		238	311681	311801	7,60	120	645550	4679050
		239	311906	312503	12,58	597	645650	4379100
		240	312637	313875	18,37	1238	646400	4379150
		241	314623	314805	5,21	182	648350	4379550
		242	314864	315500	10,80	636	648550	4379500
1 - 1 - 1		243	315651	316038	9,72	387	649500	4379700
	-	244	316271	316546	4,76	275	650250	4379800
		245	317611	317846	4,39	235	651300	4379950
		246	317944	318289	8,33	345	651650	4380000
		247	318350	318497	8,40	147	652000	4380000
Terms 20	Caudata Can Antonia	248	319097	319170	3,38	73	652750	4379900
Tramo 26	Caudete-San Antonio	249	319773	320197	4,16	424	653450	4379800
		250	321656	322011	10,06	355	654300	4379550
		251	323168	324084	15,48	916	656600	4378550
		252	324484	325296	11,41	812	657750	4378000
		253	325353	325886	17,25	533	658550	4377600
		254	326105	326660	18,95	555	659206	4377234
		255	326742	329287	14,86	2545	659800	4376950
		256	329893	329970	1,87	77	662550	4375500
		257	330025	330046	0,09	21	662700	4375450
		258	330188	330588	6,50	402	662800	4375400
		259	330670	330737	7,15	67	663300	4375350
		260	331977	333325	18,24	1349	663600	4375200
		261	333825	333876	4,66	51	664400	4374750
		262	333943	334430	19,96	487	666500	4374750
		263	334528	334585	0,95	56	667100	4374550
Tramo 29	San Antonio-Requena	264	335274	337870	7,48	2597	667800	4374250
		265	337937	337976	0,99	38	670050	4372850
		266	338010	338505	5,83	495	670100	4372800
		267	338676	339459	10,85	783	670650	4372450
		268	339645	340265	7,73	620	671550	4371900
		269	340326	340815	10,08	489	672000	4371600
		270	341005	341045	0,26	40	672700	4371250
		271	341194	341375	8,20	181	672800	4371200
		272	341576	341869	6,34	293	673200	4371100
		273	341995	342713	14,14	718	678600	4370950
		274	342823	342985	5,44	162	674400	4370750

	TRAMO	TERRAP.	PK INICIO	PK FINAL	ALTURA	LONGITUD	Xum	YUTM
		275	343283	343390	18,95	107	674856	4370710
		276	343943	343956	14,86	13	675500	4370600
		277	344033	344603	1,87	570	675600	4370600
		278	344673	344793	6,50	120	676200	4370450
		279	344898	344954	7,19	58	676450	4370400
		280	345148	345328	18,24	180	676700	4370350
Tramo 30	Requena-Siete Aguas	281	345408	345421	4,66	15	676900	4370350
		282	345763	39751	19,96	540	677350	7370250
		283	348303	348381	0,95	78	679850	4369950
	5.6	284	348648	348658	7,48	10	680150	4369950
		285	348896	348977	0,99	81	680400	4370000
		286	349285	39751	5,83	266	680800	4370050
		287	349700	349770	10,85	70	681200	4370100
		296	350961	351141	7,25	180	682450	4370300
Tramo 31	Siete Aguas-Buñol	297	358766	358791	1,59	25	690000	4369150
	1. You and the state of the sta	298	360801	361201	9,77	400	692050	4368950
		299	361328	365048	16,82	3720	692550	4368950
		300	366228	367617	17,50	1389	697200	4370250
		301	367727	368383	13,30	656	698450	4371100
Tramo 32	Buñol-Cheste	302	369630	369653	0,12	23	700200	4371750
		303	369845	370423	10,56	578	700400	4371750
		304	370650	370798	0,91	148	701200	4371950
		305	370988	371048	2,62	60	701550	4372000
		306	371070	371230	4,19	160	701622	4371986
		307	371310	371430	1,65	120	701850	4372000
		308	371590	371854	7,20	264	702150	4372000
		309	372334	373450	10,44	1118	702900	4372050
		310	374080	374540	2,33	460	704650	4372200
Tramo 33	Cheste-Aldaya	311	374620	375205	3,77	585	705200	4372300
		312	375488	376926	9,77	1438	706000	4372300
		313	377019	379423	11,74	2404	707550	4372100
		314	379905	380249	12,80	344	710200	4371000
		315	380490	383459	11,93	2968	710750	4370850
		316	383421	384683	14,25	1262	713500	4369700
Tramo 34	Aldaya-Picaña	317	385008	385332	11,80	324	715050	4369300
		318	385422	385596	4,10	174	715450	4369250
	P. 5. 101		-					

Tabla 8.4. Terraplenes en el trayecto Madrid- Valencia

De estos terraplenes se han seleccionado los terraplenes más significativos de cada tramo, seleccionando aquel terraplén, con longitudes en el entorno de los 1000 metros (para poder tener una longitud homogénea de estudio), así como la altura media del terraplén, para que esta altura coincidiera con la altura media del tramo en estudio.

### • VIADUCTOS

La Línea de Alta Velocidad entre Madrid y Levante, concretamente en su tramo Madrid-Cuenca-Valencia, tiene un recorrido de 396 km, incluyendo 75 viaductos que suman una longitud de 22 km, que han sido relacionados en la tabla 8.5. Se ha realizado este estudio también para los viaductos que componen este tramo, entre otros el viaducto de Contreras que puede verse en la figura 8.8 o viaducto del Istmo, que puede verse en la figura 8.9.



Figura 8.8. Viaducto sobre el Embalse de Contreras. Fuente: Adif, 2012



Figura 8.9. Viaducto del Istmo. Fuente: Adif, 2012

	VIADUCTOS LAV	PK INICIO	PK FINAL	LONG.	XUTM	YUTM
1.TORREJÓN DE	VELASCO - SESEÑA	1.2				
1	Arrovo Guaten	36,811	37,201	390		
2 SESEÑA -ARAN	JUEZ					
3	Río Taio	55 235	56 235	1000	442950	4432750
1	Efec Araniuez-Alcazar de San Juan	58 361	59 513	152	444770	4430150
3 ARANJUEZ-ONT	IGOLA	0	63,717	152	444110	4450150
5	Arrovo de las Salinas	60.393	60,682	289		
4 ONTIGOLA-OCA	ÑA					
6	Cuesta perdida	70 954	71 118	164	454980	4423030
5 OCAÑA-VILLAR	RUBIA DE SANTIAGO	10.001			101000	1120000
7	Sobre A-4	74 660	74 853	193	458070	4421350
8	Efec Araniuez-Cuenca	87 722	88.062	340	470830	4423700
6 VILLAPPUBIA-S		01.122	00.002	540	410030	4425100
0. VILLANNODIA-G	Efec Araniuaz-Cuanca	100 697	100 707	110	492200	4424200
9 TAPANCÓN LICI	ée	100.007	100.191	110	400000	4424200
0.TARMINCON-UCI	Dio Dianearos	110 070	110.000	120	500050	4425600
10 CAMPOO DEL		110.970	119.090	120	000900	4420000
TU.CAMPUS DEL	Transisto Tais Conver	440.000	440.075	407	500000	4424500
11	Trasvase Tajo-Segura	140.208	140.375	107	520900	4431500
12	CM-310	141.362	141.489	127	522200	4431400
13	Rio de la Vega	146.552	146.642	90	?527090	4430550
14	Rio Valparaiso	149.180	149.242	62	529680	4430350
15	N-400 / Rio Cigüela	155.442	156.913	1471	535630	4432100
12.NAHARROS-TO	RREJONCILLO					
16	CM-2102	161.896	161.941	45	-	
17	Barranco del Corzo	162.757	162.899	142	542850	4433600
13.TORREJONCIL	LO-ABIA					
19	Las Higueruelas	169.122	170.221	1099	549150	4434300
20	CV-7032	171.187	171.373	186	551200	4433850
22	Alto Molino	171.948	172.103	155		
24	Río Cigüela	172.178	172.932	754	552150	4433750
14.ABIA-CUENCA				1.4.1.1.		
26	Arroyo del Puente	178.839	179.298	459	558500	4432000
15.CUENCA-OLAL	LA		1.1.1.1.1.1		·	
27	Arroyo fuente de la vega	180.215	180.284	69		
28	Arroyo de la vega	184.364	184.871	507	-	
29	Acceso a Colliquilla	187,800	187,818	18		
30	Río Júcar	189,435	190.017	582	568400	
16 OLALLA-ARCA	S DEL VILLAR					
31	N-320	198 775	199 001	226	576150	4429850
17 ARCAS-FUENT	ES					
32	Arrovo de la Motilla	210 206	210 547	341	582400	4420600
18 ELIENTES-MON		210.200	210.041	541	302400	4420000
22	Arrowo de las Debesillas	215 565	216 100	624	592000	4415550
20 941 1849 901 5		215.000	210.199	034	000900	4410000
20.SALINAS-SULE	CV 7122	222 425	222.450	24		
34	Dia Valdamambrana	233.433	233,400	670		
35		234.215	234.885	0/0	-	
21.SULERA-MON	ILLA	010.011	017 101	000	500700	10000000
36	Arroyo de Dona Aleja	246.844	247.164	320	589700	4386500
	Pergola	249.904	309.025	155	589600	4383400

	VIADUCTOS LAV	PK INICIO	PK FINAL	LONG.	XUTM	YUTM
22.MONTILLA-INIE	STA					1
37	Rio Valdemenbrana	257,275	257.411	136	592950	4377200
38	A-3	258.260	258.380	120	593850	4376700
39	N-320	259.072	259.168	96	594550	4376400
40	Cañada Calera	263,405	263.576	171	598850	4376150
23.INIESTA-MING	ANILLA	22.2		10.00		1
41	Cañada de la Encina	270.079	270.541	462	605450	4375250
42	Rambla del Monegrillo	274.704	274.814	110	610050	4374650
43	Barranco de la hoz	277.301	277.560	259	612550	4373950
44	Tollo de la graja	281.321	281.401	80	616500	4374350
45	Cañada real de Serranos	281.504	281.704	200	616700	4374400
24.MINGLANILLA-	EMBALSE					
46	Barranco Rodenillo	283,848	284.056	208	618950	4374750
47	CM-3201	284.297	284.416	119		
48	Huerta Mateo	284.987	285.986	999	620100	4374850
49	La Peinera	287,253	287.640	387	622250	4375550
25.EMBALSE-VILL	ARGORDO					
50	la Cuesta Negra	292.970	293.190	220	627400	4378400
51	Contreras	293.319	293.906	587	627400	4378600
52	el Istmo	294.471	295,301	830	628450	4379150
27 VENTA DEL MO	DRO-CAUDETE					
53	A-3	312 503	312 634	131	646200	4379150
54	CV-453	314,806	314,867	61	647300	4379350
28 CAUDETE-SAN	ANTONIO					
55	Río Magro / A-3	322 012	323 172	1160	655550	4379050
56	Ffcc Madrid-Cuenca	325 297	325 350	53	658500	4377600
57	Rambla San Antonio	325 887	325 980	93	659000	4377350
29 SAN ANTONIO	REQUENA					
58	Ramales de acceso	326 660	326 742	82	659700	4377000
59	Rambla Casanueva	330 599	330 682	83	663150	4375300
30 REQUENA-SIE	TE AQUAS	000.000	000.002		000,00	1010000
60	Barranco Aguas Blancas	343 958	344 034	76	675500	4370600
61	Rambla de Papan	348 393	348 641	248	679900	4369950
31 SIETE AQUAS-	BUÑOL	010.000	010.011	210	010000	1000000
62	Barranco Hondo de Massegar	350 126	350 352	226	681600	4370150
63	Bambla del gallo	356 715	358 789	2074	690000	4369200
32 BUÑOL-CHEST	F	0000110	000.100	2011		1000200
64	FI Pontet	363 001	363 936	935	694300	4369150
65	CV-424	364 536	364 567	31	695700	4369500
33 CHESTE-ALDA	VA	004.000	504.501	51	000100	4000000
66	Canaleia	371.854	372 285	431	702400	4372050
67	CV-424	376.881	376 918	37	707450	4372150
68	Gallego	379 386	379,870	484	709750	4372000
69	Quart de Poblet	380 213	380 455	242	710500	4370800
34 AL DAVA-PICAN	IYA	000.210	000.400	272	. 10000	1010000
70	CV-36 / Canal del Turia	384 684	385 012	328	714750	4369350
70	Torrent	385 324	385 425	01	715350	4360350
35 PICANIVA VALE	NCIA	303.334	303.423	31	110000	4303230
33.FIGANTA-VALE	CV/26 / Canal del Turia	202 240	202 460	150	70000	
12	Dio Turia	392.318	392.408	600	722400	-
73	A 2	393.238	250.030	126	722400	
14	Pie lúser	208.852	208.978	120	122400	
/5	RIO JUCAI	294.947	293.422	4/5		

Tabla 8.5. Viaductos en el trayecto Madrid- Valencia

También en esta línea de alta Velocidad entre Madrid y Valencia, se han teniendo que ejecutar una serie de túneles, para salvar la orografía del terreno.

Por su singularidad en el trayecto destacan el túnel de la Cabrera y túnel de Buñol, reflejados en las figuras 8.10 y 8.11.



Figura 8.10. Zona de transición entre los túneles de Buñol y Cabrera



Figura 8.11. Túnel de Buñol

## Se resumen en la tabla 8.6. los túneles ejecutados.

TÚNELES	pk inicial	pk final	longitud	XUTM	yUTM
TORREJÓN DE VELASCO - SESEÑ	A				
1 Naves Altas	40.350,0	41.080,0	730,0	438.700,0	4.445.580,0
2 Cabeza de Gato	44.310,0	44.500,0	190,0	441.300,0	
SESEÑA -ARANJUEZ			1.5		
3 Dehesa Nueva del Rey	54.080,0	55.070,0	990,0	442.700,0	4.434.300,0
ARANJUEZ-ONTIGOLA	- 2		1.111.2		
4 Regajal	60.762,0	63.226,0	2.464,0	-	
ONTÍGOLA-OCAÑA					
5 los Rincones	69.666,0	70.067,0	401,0	453.850,0	4.423.970,0
OCAÑA-VILLARRUBIA DE SANTIAG	30		_		
6 Hoya de los Carboneros	71.419,0	71.619.0	200,0	455.360,0	4.422.770,
VILLARRUBIA-SANTA CRUZ					
7 Rincón del Silvo	96.581,0	96.871,0	290,0	479.470,0	4.422.730,0
TARANCÓN-UCLÉS					
8 Sierra de Altomira	130.011,0	130.820,0	809,0	511.100,0	4.429.300,
1.HORCAJADA-NAHARROS					
9 Horcajada	157.670,0	161.619,0	3.949,0	537.800,0	4.433.100,
3.TORREJONCILLO-ABIA			1000		
10 Las Higueruelas	170.986,0	171.173,0	187,0	550.850,0	4.433.900,
11 Alto Molino	171.436,0	171.731,0	295,0	551.250,0	4.433.850,
4.ABIA-CUENCA	Contraction of		2.2.2.		
12 El Hoyazo	173.932,0	174.222,0	290,0	553.850,0	4.433.400,
13 Cabreias	174,783.0	176,702.0	1.919.0	554,550.0	4,433,100.
5.CUENCA-OLALLA					
14 Loma del Carrascal	180,707.0	182,940.0	2.233.0	560.350.0	-
BOLALLA-ARCAS DEL VILLAR			1		
15 el Bosque	190 892 0	194 020 0	3 128 0	569 850 0	4 434 500
7 ARCAS-FUENTES					1
16 La Atalava	205 559 0	205 924 0	365.0	580,700,0	4 425 900
17 El Cubillo	210,613.0	211,980,0	1,367.0	582 600 0	4 420 250
B FUENTES-MONTEAGUDO					
18 Los Cubillos	218 431 0	217 940 0	1 509 0	583 850 0	4 4 14 700
MONTEAGUDO-SALINAS	210.101,0	211.010,0	1.000,0	000.000,0	1 1.111.100,
19 El Tendero	227 948 0	229 033 0	1 085 0	587 850 0	4 404 000
MINGLANILLA EMBALSE	227.040,0	220.000,0	1.000,0	007.000,0	4.404.000,
20 Mindapilla	208 200 0	208 912 0	524.0	821 450 0	4 375 150
21 Hueda de Colas	200.200,0	200.544.0	725.0	624 600 0	4 378 500
5 EMBALSE VILLARGORDO	200.000,0	200.044,0	100.0	024.000,0	4.070.000,
22 Hous de Poda	200 972 0	202 980 0	1 007 0	625 600 0	4 377 000
22 Roho de la Cartán	200.072,0	204 220 0	378.0	827.050.0	4 379 050
24 Umbris de les Melines	265.802,0	208 975 0	1 602.0	820 200 0	4 370 200
	260.010,0	200.010,0	1.002,0	028.300,0	4.378.300,
25 Villamonda del Cabriel	200,221,0	202 226 0	2 005 0	822.050.0	4 970 800
	288.231,0	302.320,0	5.095,0	032.850,0	4.378.000,
28 Adifaist	242 870 0	242 070 0	208.0	875 200 0	4 370 950
20 Artificial	343.072,0	343.676,0	200,0	075.200,0	4.370.050,
27 La Rabosera	346.716,0	348.089,0	1.373,0	678.200,0	4.370.150,
1.SIETE AQUAS-BUNOL					4 0 70 000
28 Siete Aguas	350.490,0	350.881,0	391,0	682.000,0	4.370.200,
29 La Cabrera (bitubo)	351.277,0	358.506,0	7.229,0	682.750,0	4.370.350,
30 Buñol	358.795,0	360.696,0	1.901.0	690.050,0	4.369.150,
2.BUNOL-CHESTE			1	1.	1
31 Chiva	365.301,0	365.932,0	631,0	696.400,0	4.369.800,
4 ALDAYA-PICANYA					
32 Torrent	386.181,0	389.171,0	2.990,0	716.200,0	4.369.250,

Tabla 8.6. Túneles en el trayecto Madrid- Valencia

Dado que se va a estudiar la variación en el sentido longitudinal, de la rigidez vertical a lo largo del recorrido, que transcurre tanto en zonas de trinchera o terraplén, como en zonas de obras de fábrica, tanto túnel como viaducto, este aspecto forma parte de la primera discretización.

La segunda parte se centra en los tramos que discurren sobre obras de fábrica ya sean túneles o viaductos.

Se distinguen aquellos con sección tipo de superestructura diseñada sobre balasto, como zonas de obra de fábrica en las que los sistemas empleados son vía en placa Rheda 2000 o sistema Aftrav o sistema OBB.

Igualmente se valora la influencia que ejercen las suelas bajo traviesa, en aquellas obras de fábrica que se haya implantado y sea objeto de estudio.



Figura 8.12. Tramo Madrid- Cuenca- Valencia/Alicante

Para ello, una vez realizada la selección de los tramos principales representativos del tramo (figura 8.12), se recopila los datos característicos de cada elemento constitutivo que han sido recogidos en las tablas que se acaban de mostrar, esto es:

En los túneles se ha recabado información respecto:

- Sección tipo de vía en placa elegida en este tramo de túneles.
- Longitud del túnel.
- Velocidad de paso del tren en este punto del recorrido.

En los terraplenes, básicamente la información recabada consiste en:

- Longitud de terraplén.
- Velocidad de paso del tren en este punto del recorrido.
- Altura del terraplén.
- Geología y Geotecnia de paso de cada terraplén.

En los viaductos se ha recabado información respecto:

• Sección tipo de vía en placa elegida en este viaducto.

- Longitud del viaducto.
- Velocidad de paso del tren en este punto del recorrido.

Para la elección de las zonas del estudio se han aplicado una serie de criterios que se listan a continuación:

- Datos de la auscultación realizada.
- Longitud del túnel, viaducto o terraplén, para que tuviera una longitud suficiente el tramo estudiado y su valor fuera representativo y característico.
- Altura del terraplén, para escoger igualmente unos terraplenes de altura media, respecto a las alturas totales de la línea y conseguir así un valor representativo y sin afecciones, como característico de las obras de tierra.
- No existencia de elementos extraños, para la señal de frecuencia, buscando condiciones favorables para la propagación de la señal recibida por los acelerómetros.
- Sección tipo rediseño de la superestructura, vía en placa o vía sobre balasto.

Tras la aplicación de los mencionados criterios se obtiene una relación de túneles, viaductos y terraplenes estudiados más en detalle, los cuales se muestran a continuación:

### • TERRAPLENES:

- Terraplén 17.
- Terraplén 22
- Terraplén 44
- Terraplén 59
- Terraplén 66
- Terraplén 80
- Terraplén 96
- Terraplén 125
- Terraplén 149
- Terraplén 155
- Terraplén 173
- Terraplén 192
- Terraplén 255

### • VIADUCTOS:

Los distintos viaductos que componen en tramo en estudio, tienen tipologías variadas, lo que ha exigido distintos procedimientos constructivos.

Existen viaductos de tramos isostáticos de vigas prefabricadas montadas con el empleo de grúas, otros son tableros de losas o cajones ejecutados sobre cimbras cuajadas convencionales, aporticadas o autocimbras, otros se han ejecutado mediante tableros empujados y algunos han requerido procedimientos constructivos especiales.

Para este trabajo se ha hecho una primera distinción, aquellos viaductos cuya superestructura ha sido montada con el sistema de vía en placa OBB empleado en el viaducto del Turia ya cercano a la ciudad de Valencia.

El resto de viaductos, han sido diseñados con superestructura de vía sobre balasto, por lo que el resto de viaductos no forman parte de este estudio.

• Viaducto sobre el río Turia.

### • TÚNELES:

Al igual que en los viaductos, en algunos de los túneles se ha montado la superestructura con vía sobre balasto y otra parte de los túneles se ha montado la superestructura de vía en placa.

Se han montado dos sistemas distintos de vía en placa para la superestructura, tanto la vía en placa tipo Rheda, como en tramo de vía en placa AFTRAV, en el túnel de Horcajada. Por lo tanto se han estudiado ambos tipos de túneles, tanto vía sobre balasto como vía en placa.

Como idea general se ha colocado vía en placa en aquellos túneles de longitud superior a un kilómetro y medio.

- Túnel de Horcajada.
- Túnel de Cabreja.
- Túnel Loma del Carrascal.
- Túnel del Bosque
- Túnel Hoya de la Roda
- Túnel Umbría de los Molinos.
- Túnel Villargordo del Cabriel.
- Túnel de la Cabrera
- Túnel de Buñol.
- Túnel de Torrent.

### 8.1.3. Descripción de las principales zonas estudiadas

Una vez descrita la metodología de selección de tramos de estudio, se describen los elementos seleccionados.

### 8.1.3.1. Viaductos

#### VIADUCTO DEL TURIA

Este viaducto se compone de 14 vanos de anchura variable entre 22 y 65 metros para cruzar sobre la autopista y el río Turia.

La longitud total de la estructura es de 572,3 metros, con un ancho de 23,5 metros.

El tablero es una losa continua de hormigón aligerada de canto variable entre 2,5 y 3,7 metros, como puede verse en las figuras 8.13.y 8.14.

Presenta la singularidad de una plataforma inicialmente prevista para tres vías sobre balasto, dos de ancho internacional UIC y una tercera vía en ancho mixto, válida para ambos tipos de ancho, ibérico e internacional y finalmente se han implantado cuatro vías, dos de ancho internacional y otras dos para tráfico mixto.



Figura 8.13. Viaducto sobre el río Turia. Alzado. Fuente: Adif, 2012

Como datos más representativos de este viaducto se destacan los siguientes:

- Longitud total: 572 m, en 14 vanos.
- Disposición: 33 + 42.60 + 3 x 33.28 + 35 + 44.48 + 44.30 + 2 x 65.05 + 50.92 + 45.80 + 24.28 + 22.00
- Tipología: tableros pretensados multicelular.
- Canto de 2.50 m y 3.75 m sobre las pilas 8, 9 y 10.
- Ancho 23.50 para doble vía AVE y única de FGV.
- Pilas triple fuste.



Figura 8.14. Viaducto sobre el río Turia. Sección tipo. Fuente: ADIF 2012

El proceso constructivo que se ha seguido para la ejecución de esta estructura ha sido "in situ", con cimbras cuajadas y porticadas, como se ve en la figura 8.15.



*Figura 8.15. Viaducto sobre el río Turia. Durante su construcción. Fuente: Adif, 2012* Está situado en el tramo denominado Picanya- Valencia, ya entrando a la ciudad (figura 8.16.).



Figura 8.16. Viaducto sobre el río Turia. Fuente: Adif, 2012

# 8.1.3.2. Túneles

# TÚNEL DE HORCAJADA

Puede verse en la figura 8.17. durante su ejecución. Se encuentra situado entre las localidades de Horcajada de la Torre y Naharros. Como características principales, se pueden destacar las siguientes:

- Tiene una longitud de 3.949 metros. Es el segundo de mayor longitud de la línea, tras el túnel de La Cabrera.
- Consta de un único tubo con una sección útil es de 85 m<sup>2</sup>

El trazado del túnel discurre a través de un tramo yesífero en el que se diferencian tres tramos principales. El tramo inferior está constituido por yesos grises intercalados por lutitas rojas y grises. Un segundo tramo intermedio de composición detrítica, integrado por arcillas y areniscas rojas y un tramo superior de naturaleza carbonatada integrado por calizas grises y margas.



Figura 8.17. Montaje de vía en túnel de Horcajada. Fuente: Albajar, 2012

# <u>TÚNEL DE LA CABRERA</u>

Se encuentra situado entre las localidades de Siete Aguas y Buñol, en la provincia de Valencia y puede ser considerada como una de las obras más significativas y complejas del tramo (figura 8.18.).

Este túnel atraviesa materiales rocosos carbonatados; los primeros 715 metros. corresponde a terrenos conglomerados y con alternancia de areniscas y calizas, en el tramo central de 3.419 metros, con presencia de calizas dolomíticas oquerosas y en los últimos 3.003 metros., se trata de calizas micríticas tableadas.

En toda la longitud del túnel, especialmente en el tramo central, se han registrado fenómenos cársticos de diferente intensidad, desde microcarst hasta grandes cuevas y cavidades



Figura 8.18. Túnel de la Cabrera. Fuente: ADIF, 2012

La excavación de ambos tubos se inició en el emboquille de salida del lado Valencia (Rambla del Gallo), en el extremo más cercano a Buñol.

Como características principales se pueden distinguir las siguientes:

Túnel bitubo. Como puede verse en la figura 8.19 son dos tubos, con 8,75 metros de diámetro interior cada una lo que supone una sección útil de 53 m<sup>2</sup>.

- Longitud: 7.250 metros (es el más largo de la línea).
  - Longitud túnel en mina por métodos convencionales: 1.157 m por tubo
  - o Longitud túneles artificiales: 93 m por tubo
  - o Longitud túnel con tuneladora TMB: 6.000 por tubo



Figura 8.19. Exterior túnel de la Cabrera. Fuente: Adif, 2012

- Su excavación se ha realizado mediante tuneladora de doble escudo. Ha sido récord mundial de metros excavados al día: 92,8 metros de excavación y colocación de 58 anillos.
- Dispone de galerías de conexión entre los mismos cada 400 metros.

La tuneladora que llevo a cabo los trabajos de excavación del Túnel de la Cabrera, que puede verse en las figuras 8.20 y 8.21..., tras acabar uno de los dos tubos, se desmontó y se volvió a montar para continuar la excavación del otro. Durante los trabajos de perforación del túnel se ha conseguido superar siete veces el récord mundial diario de avance de perforación con tuneladora de grandes dimensiones.



Figura 8.20. Tuneladora de la Cabrera. Fuente: Adif, 2012

En septiembre de 2007, se supero por primera vez el récord mundial al excavarse en un día 65,6 metros y colocarse 41 anillos de hormigón. El máximo alcanzado se consiguió en agosto de 2008, con la perforación de 92,8 m y la colocación de 58 anillos de hormigón en un día.



Figura 8.21. Ejecución túnel de la Cabrera. Fuente: Adif, 2012

# TÚNEL DE BUÑOL

El túnel se ubica en el tramo Siete Aguas- Buñol. Esta zona supone transición entre la llanura de Requena y la Hoya de Buñol, salvando un desnivel de 270 metros, atravesando un terreno montañoso, la Sierra de la Cabrera, cruzado por numerosos barrancos que atraviesan la zona en todas direcciones.

Como características principales se pueden destacar las siguientes:

- Tiene una longitud total de 1.901 metros.
- Consta de un único tubo con una sección útil es de 85 m<sup>2</sup>.

Se han incorporado en las figuras 8.22 a 8.24, distintos aspectos del túnel de Buñol.



Figura 8.22. Interior túnel de Buñol



Figura 8.23. Ejecución del túnel de Buñol. Fuente: Flirck, 2012



Figura 8.24. Exterior del túnel de Buñol

## **TÚNEL DE CABREJA**

Está situado en el tramo de obra denominado Abia de la Obispalía- Cuenca, correspondiéndole un 25% del mismo.

Se encuentra situado en el extremo occidental de la Cordillera Ibérica, en la provincia de Cuenca, en un terreno de materiales sedimentarios del Terciario continental.

Los materiales que se han excavado corresponden a cambios laterales de facies de lutitas yesíferas a lutitas masivas con intercalaciones de cuerpos lentejonares de areniscas bien cementadas.



Figura 8.25. Ejecución túnel de Cabreja. Fuente: ADIF, 2012

Como características principales se pueden destacar las siguientes:

- Tiene una longitud total de 2.020 metros.
- Corresponden 1.620 metros a excavación de túnel en mina.
- Corresponden los restantes 400 metros a túnel artificial.
- Consta de un único tubo con una sección útil es de 85 m<sup>2</sup>.

Se ha excavado mediante el Nuevo Método Austriaco de avance y destroza, momentos que son recogidos en las figuras 8.25 y 8.26. El 96% de la excavación se ha realizado mediante la utilización de explosivos simultáneamente por ambas bocas y el 4% restante mediante medios mecánicos. El cale ha tenido lugar a 570 m del emboquille de entrada situado en el lado oeste y a 1.050 m del emboquille de salida, situado en el lado este.



Figura 8.26. Ejecución túnel de la Cabreja. Fuente: ADIF, 2012

## <u>TÚNEL DEL BOSQUE</u>

Este túnel se encuentra en el tramo denominado Olalla- Arcas del Villar. El terreno atravesado son carbonatos con abundantes calizas y margocalizas.

Algunas de las características principales del túnel del Bosque son las siguientes:

- Es un túnel de doble vía, de un único tubo con una sección útil es de 85  $m^2$
- Tiene 3.128 metros de longitud.
  - o Corresponden 2.912 metros de excavación en mina.
  - o Corresponden 216 metros en falso túnel.

Se ha excavado mediante el Nuevo Método Austriaco de avance y destroza, mediante la utilización de explosivos y medios mecánicos (figura 8.27.).



Figura 8.27. Ejecución túnel del Bosque. Fuente: Ossaint 2012

## <u>TÚNEL HOYA DE LA RODA</u>

Este túnel se encuentra en el tramo denominado Embalse de Contreras- Villargordo (figura 8.28.).

Algunas de las características principales del túnel de la Hoya de la Roda son las siguientes:

- Es un túnel de doble vía, de un único tubo con una sección útil es de 85 m<sup>2</sup>
- Tiene 1.997 metros de longitud.



Figura 8.28. Vista general túnel Hoya de la Roda. Fuente: ADIF, 2012

# TÚNEL LOMA DEL CARRASCAL

Este túnel se encuentra en el tramo denominado Cuenca- Olalla. De los 10,9 kilómetros totales del tramo, el 20% corresponde al túnel en mina. El método de excavación que se ha utilizado es el denominado Nuevo Método Austriaco, en dos fases. En la primera fase de avance se ha excavado la zona superior de la sección con una altura de gálibo de 6,1 metros y en la segunda fase de destroza, se ha excavado la zona inferior de la sección con una altura de 4 metros.

El túnel encuentra situado en el extremo occidental de la Cordillera Ibérica, en la provincia de Cuenca, en un terreno de materiales sedimentarios del Terciario continental. Los materiales que se han excavado corresponden a cambios laterales de facies de arcillas-argilitas calcáreas y yesíferas a arcillas-argilitas masivas con intercalaciones de cuerpos lenticulares de areniscas y conglomerados.

Alguna de las principales características de este túnel se muestra a continuación:

- Tiene una longitud de 2.198 metros
  - Corresponden 2.164 metros a túnel en mina.
  - Corresponden los 34 metros restantes a túnel artificial.
- Consta de un único túnel con una sección útil de 85 m<sup>2</sup>.

### TÚNEL UMBRÍA DE LOS MOLINOS

Este túnel se encuentra en el tramo denominado Embalse de Contreras- Villargordo (8.29.).



Fuente: 8.29. Túnel Umbría de los Molinos. Fuente: ADIF, 2012

Algunas de las características principales del túnel Umbría de los Molinos son las siguientes:

- Es un túnel de doble vía.
- De un único tubo con una sección útil es de 85 m<sup>2</sup>
- Tiene 1.502 metros de longitud.

## <u>TÚNEL DE TORRENT</u>

Este túnel se encuentra en el tramo denominado Aldaya- Picanya.

Con 2.990 metros de longitud, es el túnel artificial más largo de toda la red ferroviaria estatal. Se ubica en el tramo Aldaya-Picanya (Valencia).

Se muestran en la figura 8.30. algunos de los momentos de ejecución de este falso túnel.





Figura 8.30. Túnel de Torrent. Fuente: Flickr, 2012

## 8.2. FRECUENCIAS QUE APARECEN EN UNA SEÑAL DE ACELERACIONES VERTICALES EN CAJA DE GRASA

Es posible comunicarse con la vía por medio de las señales digitales que se toman en el proceso de auscultación dinámica, como ha sido ampliamente desarrollado en el apartado correspondiente. Las modelizaciones y ensayos que frecuentemente se usan para explicar el comportamiento de la vía, se basa en las fuerzas armónicas, esto es, fuerzas que varían en el tiempo de acuerdo a una expresión tipo seno o coseno, con una amplitud y frecuencia constantes.

De esta forma se pueden detectar aquellas irregularidades que no responden a funciones periódicas, así como acotar los rangos de frecuencia donde se producen.

Los datos son tomados a una frecuencia elevada, en el caso de nuestro estudio, como ya ha sido comentado se han tomado medidas desde los 1.000 hertzios hasta los 12.000 hertzios, lo que supone un elevado número de datos en tiempo real, para la detección de la realidad en la vía ferroviaria.

Es por ello, que para este estudio toma especial importancia el análisis de los datos de auscultación dinámica y es en base a ellos, que se deducen los parámetros de la infraestructura y su variación en el sentido longitudinal del tramo estudiado.

En base a este planteamiento se ha elaborado una extensa base de datos con los resultados de los registros de aceleraciones verticales tomadas, en caja de grasa del vehículo.

## 8.2.1. Frecuencias de paso por las traviesas

En general en la red de Alta Velocidad española y en particular en el tramo en estudio, las traviesas se colocan cada 0,6 metros, como se ve en la figura 8.31.

Para localizar la frecuencia de paso por las traviesas, se fija para un punto fijo de la rueda qué distancia recorre entre dos traviesas consecutivas.

Así un mismo punto que se fijara en la rueda, al encontrase la misma sobre la zona de apoyo de una atraviesa, entraría en contacto este mismo punto, con las sucesivas traviesas adyacentes cada 0,6 metros.



Figura 8.31. Traviesas

Se deduce entonces, la frecuencia con la que aparece así este contacto. Se plantea un pequeño tanteo, realizando un gráfico representado en la figura 8.32., donde se han tenido en cuenta las velocidades de paso del tren en las zonas auscultadas, cuyos resultados son analizados en el presente trabajo.

- Para una velocidad media de 300 km/h (v=83,33 m/s). En un segundo se recorren 83,33 metros, por lo que cada 0,6 metros se tienen 139 golpes cada segundo, esto es, este contacto para la velocidad tomada se redondea a una frecuencia de 140 Hz (F=140 HZ).
- Para una velocidad media de 250 km/h (v= 69,44 m/s). En un segundo se recorre 69,44 metros, por lo que cada 0,6 metros se tienen 116 golpes cada segundo por lo que este contacto para la velocidad tomada aparecerá a una frecuencia en el entorno de 120 Hz. (F= 120 HZ).
- Para una velocidad media de 200 km/h (v= 55,55 m/s). En un segundo se recorren 55,55 metros, por lo que cada 0,6 metros se tienen 93 golpes cada segundo, esto es, este contacto, para la velocidad tomada aparecerá a una frecuencia en el entorno de 100 Hz. (F= 90 HZ).
- Para una velocidad media de 150 km/h (v= 41,66 m/s). En un segundo se recorren 41,66 metros, por lo que cada 0,6 metros se tienen 69 golpes cada segundo, este contacto para la velocidad tomada aparecerá a una frecuencia en el entorno de los 70 Hz. (F=70 HZ).
- Para una velocidad media de 100 km/h (v= 27,77 m/s). En un segundo se recorren 27,77 metros, por lo que cada 0,6 metros se tienen 46 golpes cada segundo, esto es, este contacto para la mencionada velocidad tiene una frecuencia en el entorno de los 50 Hz. (F=50 HZ).



Figura 8.32. Frecuencias de paso por las traviesas (0,60 metros)

Se repite este mismo tanteo variando la separación entre traviesas a 0,65 metros y con distintas velocidades es de paso del tren, para ver el intervalo de variación de esta frecuencia con este espaciado, que ha sido representado en la figura 8.32. Este equiespaciado ha sido diseñado para la vía en placa Aftrav y la vía en placa Rheda 2000.

- Para una velocidad media de 300 km/h (v=83,33 m/s). En un segundo se tienen 128 golpes cada segundo, para la velocidad tomada supone una frecuencia de 130 Hz.
- Para una velocidad media de 250 km/h (v= 69,44 m/s). En un segundo se tienen 106 golpes cada segundo, lo que supone para la velocidad tomada una frecuencia en el entorno de 110 Hz.
- Para una velocidad media de 200 km/h (v= 55,55 m/s). En un segundo se tienen 86 golpes cada segundo, esto supone para la velocidad tomada una frecuencia en el entorno de 90 Hz.
- Para una velocidad media de 150 km/h (v= 41,66 m/s). En un segundo se tienen 64 golpes cada segundo, lo que supone para la velocidad tomada una frecuencia en el entorno de 65 Hz.
- Para una velocidad media de 100 km/h (v= 27,77 m/s). En un segundo se tienen 43 golpes cada segundo, esto supone para la velocidad tomada una frecuencia en el entorno de 45 Hz.



Figura 8.33. Frecuencias de paso por las traviesas (0,65 metros)

Ambos espaciados reflejan una frecuencia de paso por las traviesas cercana, que a 300 Km/h que es la velocidad a la que mayoritariamente se hace el recorrido estudiado, coloca el intervalo de frecuencia de paso por las traviesas entre los 130 -140 hercios.

Para cada uno de los tramos de estudio elegidos, se representa la frecuencia dominante debido al paso por las traviesas, en función de la velocidad de desplazamiento del tren y del espaciado entre traviesas.

# 8.2.2. Frecuencia propia del eje montado (masa no suspendida)

Los esfuerzos verticales sobre la vía son debidos principalmente a las cargas dinámicas del vehículo ferroviario. Las cargas verticales provenientes del tráfico en general, pueden variar considerablemente debido a que la fuerza centrífuga en curvas aumenta en el hilo alto, o por desnivelación de la vía o desajuste de la suspensión del material, o por sacudidas en la masa no suspendida, o por planos de ruedas u ovalizaciones de éstas o por inercias de piezas ligadas a ejes y ruedas.

Los ejes tienen una frecuencia característica, que dependerá del número de ejes y su disposición, así como el propio peso del eje. Esta frecuencia tiene que ser analizada a partir de los datos que da el fabricante, respecto a las características de cada uno de los ejes montados, que en el caso de la serie 112 pueden verse en la figura 8.34.

Los datos de las características del material móvil de la serie 112 de TALGO, vienen reflejados en la tabla 8.7.

		Motriz	Coches
		Bogie	Rodal
SUSPENSIÓN PRIMARIA	Rigidez (K)	8,80E+06	5,66E+06
	Amortiguamiento	1,20E+05	6,40E+04
SUSPENSIÓNSECUNDARIA	Rigidez (K)	1,20E+06	5,52E+05
	Amortiguamiento	2,00E+05	2,20E+05
Masa no suspendida	kg	4,48E+03	1,79E+03
Masa semi suspendida	kg	7,10E+03	1,76E+03
Masa suspendida	kg	2,22E+03	1,35E+03

Tabla 8.7. Características de la Serie 112 TALGO. Fuente: Talgo, 2011





Se ha comprobado en el apartado 5.5.1. Frecuencia propia del eje montado, como las frecuencias propias del eje montado variarán entre 30 y 60 Hz, como se observa en la figura 8.35., dependiendo de la rigidez vertical global de la vía con carril, por lo que habrá que analizar la aparición de estas frecuencias en las medidas tomadas en la vía.



Figura 8.35 Frecuencia propia del eje montado

## 8.2.3. Frecuencias propias de bogie y caja (masas suspendidas)

Ya ha sido desarrollado en detalle en el apartado 5.5.2. Frecuencias propias de las masas semi suspendidas y suspendidas, bogie y caja, como para la presente tesis se estima la frecuencia propia de vibración de la masa suspendida como si fuera de una sola masa vibrante.

Se conoce el intervalo de variación de sus valores característicos, pero no son objeto de estudio.

## 8.2.4. Frecuencia de posibles defectos de rueda

Los problemas debidos a ovalización, el golpe que se pudiera producir sistemáticamente al golpear éste sobre la vía, aparecerá recorrido el perímetro de rueda, esto es, L= $2\pi R$ . Si se tiene en cuenta que el radio de las ruedas Talgo son 0,5 metros, la longitud de onda será L=3,14 metros.

 Considerando una velocidad de 300 Km/h, en un segundo se recorren 83,33 metros, por lo que cada 3,14 metros se tienen 27 golpes cada segundo, esto es, este contacto, para la velocidad tomada redondeando a una frecuencia de 26 Hz.

- Considerando una velocidad de 250 Km/h, se recorren en un segundo 69,49 metros, por lo que cada 3,14 metros se tienen 22,11 golpes cada segundo, esto es, este contacto, para la velocidad tomada redondeando a una frecuencia de 22 Hz.
- Considerando una velocidad de 200 km/h se recorren en un segundo 55,55 metros, por lo que cada 3,14 metros se tienen 7,69 golpes cada segundo, esto es, este contacto, para la velocidad tomada redondeando a una frecuencia de 18 Hz.



Figura 8.36. Frecuencias debidas a ovalización de las ruedas

Es poco probable la aparición de este tipo de defecto en la rueda, debido a los altos standards de calidad de los trenes TALGO y los sistemas de mantenimiento que se llevan a cabo en la alta velocidad ferroviaria española, no obstante habrá que permanecer atentos a la aparición de un valor de forma sistemática en este intervalo de valores, que pueden desprenderse de la figura 8.36.

# 8.2.5. Frecuencias debidas al desgaste ondulatorio

La frecuencia debida al desgaste ondulatorio, como el que puede verse en la figura 8.37., es muy dañina en vías nuevas y suele aparecer por aliasing en la banda base.



Figura 8.37. Imagen de desgaste ondulatorio. Fuente: Melis, 2008

La frecuencia propia de estos defectos de rueda, que se han representado en el gráfico de la figura 8.38., se aproxima teniendo en cuenta que se trata de defectos de una longitud de onda de unos 5 cm.

- En un segundo se recorren 83,33 metros a una velocidad de 300 km/h, por lo que cada 0,05 metros se tienen 1667 golpes cada segundo, esto es, este contacto, para la velocidad tomada se redondea a una frecuencia de 1667 Hz.
- En un segundo se recorren 69,44 metros a una velocidad de 250 km/h, por lo que cada 0,05 metros se tienen 1388.88 golpes cada segundo, esto es, este contacto, para la velocidad tomada se redondea a una frecuencia de 1389 Hz.
- En un segundo se recorren 55,55 metros a una velocidad de 200 km/h, por lo que cada 0,05 metros se tienen 1111.11 golpes cada segundo, esto es, este contacto, para la velocidad tomada se redondea a una frecuencia de 1111 Hz.



Figura 8.38. Frecuencias debidas a desgaste ondulatorio

## 8.2.6. Frecuencias debidas a soldaduras de vía

Los problemas si aparecieran debidos a soldaduras aparecerían en función de las distancias de soldadura.

La vía de Valencia se ha montado a partir de barras elementales de 90 metros, soldadas en la acería a una distancia de 270 metros, longitud de barras que es trasladada a la obra para su montaje. Una vez montadas, se realiza la liberación de tensiones cada 4 ó 5 barras largas soldadas. Esto nos supone la aparición de unas frecuencias en la señal, que estarán dentro del intervalo, a una circulación de 300 Km/h:

- Barras elementales: 0,926 Hz
- Barra acería: 0,308 Hz
- Barra larga soldada: 0,0617 Hz ó 0,077 Hz

### 8.2.7. Frecuencias debidas a desvíos y otros defectos de vía

Hay otros defectos propios de cualquier infraestructura o superestructura, cuya aparición no es periódica y aparecen como golpes súbitos, como pueden ser los defectos de la vía, carril y apoyos, por lo que no es posible el análisis anteriormente mencionado, sino que hay que proceder al análisis inverso, localizar la zona y desvelar
el posible cambio de frecuencia dominante, que desvele que este hecho puede interferir en la comodidad del viajero o en la seguridad del tráfico ferroviario.

Igualmente pasa con los aparatos de vía, al entrar en contacto la llanta con la aguja, o con la punta del corazón aunque esta sea móvil se produce un golpe, que se analiza en el sentido inverso, como ya ha sido comentado anteriormente. Los aparatos de vía inherentes en cualquier superestructura, no se colocan de una forma periódica, por lo que si afectaran a la señal aparecerían como golpes súbitos, como pueden ser lo defectos de la vía, carril y apoyos, por lo que no es posible el análisis anterior.

Los mismos hechos son provocados por ejemplo por los golpes en las juntas de dilatación de las obras de fábrica, o las soldaduras, bien las que provienen de factoría en las barras elementales o bien las realizadas en obra en el proceso de montaje.

# 8.3. EL FILTRADO DE LA SEÑAL

Dado que esta tesis es un trabajo académico donde se analiza la relación entre la señal recibida en la auscultación dinámica y su interpretación para el uso ante las variaciones de rigidez vertical a lo largo de un trazado ferroviario, no se ha filtrado la señal procedente de los aparatos de medida.

Se desarrolla en este apartado el análisis realizado para verificar cómo afecta a la metodología planteada en esta tesis no filtrar la señal y realizar el análisis de frecuencias con la señal original dada por los acelerómetros.

Es práctica habitual por los gestores responsables del mantenimiento de las líneas férreas proceder al filtrado de la señal recibida en los trabajos de auscultación que se realizan para llevar a cabo el mantenimiento preventivo y correctivo, pero el fin de los trabajos de auscultación en uno y otro caso es distinto.

Los acelerómetros que normalmente se usan para la medida de las aceleraciones en la auscultación dinámica de la vía férrea envían una señal analógica que suele ser voltios o milivoltios.

Esta señal analógica es recogida en un conversor analógico - digital, que se denomina con las siglas DAC, que muestrea los datos a intervalos de tiempo constantes. Luego transforma esta señal analógica en digital para poder ser recogida y estudiada en el ordenador.

Los acelerómetros se leen enviando una señal desde el ordenador y leyendo el dato de ese instante, con una frecuencia que se denomina frecuencia de muestreo.

Los acelerómetros que se han usado para la medida de las aceleraciones en caja de grasa, envían una señal analógica en voltios que es recogida en el conversor analógico - digital (DAC) que muestrea los datos a intervalos de tiempo constantes transformando esta señal analógica en digital.

Los acelerómetros miden de forma continua, pero la DAC manda cada pocos microsegundos (los que se hayan definido en el muestreo) una orden de lectura, con la que se obtiene la aceleración a cada intervalo de tiempo que se haya definido, por lo que de esta forma se obtiene una señal digital discontinua.

Para este trabajo se han estudiado las medidas realizadas que han sido muestreadas a 1000 Hz y a 12.000 Hz, esto es tomando tres mil o doce mil puntos por segundo, respectivamente.

El filtrado analógico usado de forma habitual en sistemas de auscultación, hace pasar la señal en voltios del acelerómetro por un filtro analógico antes de que la señal entre en el conversor 'DAC' y se digitalice.

Este filtrado analógico se consigue pasando los voltios devueltos por el acelerómetro por una serie de capacitancias y otros componentes eléctricos y electrónicos que,

convenientemente dispuestos y diseñados, pueden quitar de esa señal de voltios las frecuencias que se desean eliminar.

De esta forma la teoría dice que al digitalizar la señal por el convertidor 'DAC' ya no estarán en la señal eléctrica del acelerómetro esas frecuencias que no se desean medir y esa señal se considera limpia y es la que se utiliza para las labores de mantenimiento ya citadas.

En este trabajo se pretende no perder ninguna frecuencia por lo que no se procede al filtrado de la señal. El análisis de los datos que se realiza analiza las frecuencias que componen la señal recogida para poder estudiar las frecuencias dominantes de cada tramo y los cambios de frecuencia que se producen.

No se han utilizado filtros analógicos o digitales que pudieran modificar la amplitud de la señal filtrada, tanto en la banda de paso como en la banda de rechazo ya que su extracción no supone mejora al estudio.

Los cálculos presentados en este aparatado se basan en programas de filtrado presentados en el texto de Melis de Dinámica de la vía, 2008 (páginas 684- 692).

Buscando la frecuencia dominante en la señal, se analiza el comportamiento de la rigidez global de la vía y se verifica su variación longitudinal a lo largo de la vía, analizando los cambios de frecuencia natural del eje a partir de estas transformadas de Fourier. Las rutinas de la transformada rápida de Fourier proporcionan las frecuencias que tiene una señal pudiendo extraer así cuál de todas ellas es la frecuencia dominante

Para verificar que no supone ningún problema de interpretación, se ha verificado que el posible ruido que llegara a la señal no afecta al análisis de Fourier. Esta verificación parte de una señal generada en gabinete como suma de funciones seno. Se parte de la función seno que se representa en la figura 8.39.



Figura 8.39. Gráfico de función seno (z\_1)

Se crea entonces un vector formado por la suma de cinco sinusoides, siendo las características principales de amplitud y longitud de onda de cada una de estas sinusoides las siguientes:

Primera sinusoide:

- Amplitud\_1 = 1e-5;
- Longitud de onda = 1;

Segunda sinusoide:

- Amplitud\_2 = 2e-5;
- Longitud de onda = 2;

Tercera sinusoide:

- Amplitud\_3 = 3e-5;
- Longitud de onda = 3;

Cuarta sinusoide:

- Amplitud\_4 = 4e-5;
- Longitud de onda = 4;

Quinta sinusoide

- Amplitud\_5 = 5e-5;
- Longitud de onda = 5;

Se tiene por tanto el vector suma de las cinco sinusoides:

z\_1 = amplitud\_1 \* sin(2\*pi\*x/long\_onda\_1)

z\_2 = amplitud\_2 \* sin(2\*pi\*x/long\_onda\_2)

z\_3 = amplitud\_3 \* sin(2\*pi\*x/long\_onda\_3)

z\_4 = amplitud\_4 \* sin(2\*pi\*x/long\_onda\_4)

z\_5 = amplitud\_5 \* sin(2\*pi\*x/long\_onda\_5)

Z=z\_1+z\_2+z\_3+z\_4+z\_5

Este vector suma de las cinco sinusoides se representa en la figura 8.40.



Figura 8.40. Gráfico suma de funciones seno sin ruido

Para analizar el efecto del ruido sobre la señal y el análisis de Fourier, se introduce entonces la función de Matlab AWGN

Esta señal añade un ruido a la señal de tipo gausiano, denominado ruido blanco. La denominación de esta función es del tipo

y = awgn(x,snr,'measured')

Se toma y = awgn(x,snr,'measured')

- El escalar 'snr' especifica la relación entre la señal y el ruido.
- Measured: Mide la potencia de x antes de la adición de ruido.



Se representan ambas funciones en la figura 8.41.

Figura 8.41. Gráfico suma de funciones seno con ruido

Si se calcula la transformada rápida de Fourier de la señal sin ruido se obtiene el periodograma representado en la figura 8.42.



Figura 8.42. Periodograma del perfil longitudinal. Sin ruido

Si se calcula la transformada rápida de Fourier de esta señal con ruido, se obtiene el periodograma representado en la figura 8.43.



Figura 8.43. Perlodograma del perfil longitudinal. Con ruido

En este trabajo no se han filtrado la señal previamente a su análisis, para no modificar las amplitudes de la misma y se ha podido verificar con este estudio que no afecta el 'ruido' a la transformada de Fourier.

En un segundo escalón de la investigación se pretende localizar dónde se producen estos cambios de rigidez con el estudio de la transformada Wavelet.

Para este caso en concreto, sí ha sido necesario proceder al filtrado de la señal dentro del intervalo buscado de vibración de las masas no suspendidas, puesto que los coeficientes wavelet, detectan además de los cambios de frecuencia en la señal, los golpes o cambios de amplitud que se producen en la misma.

Este filtrado es descrito en detalle en el capítulo 8.9.5. Filtrado de la señal para el análisis con Wavelet, pero se adelanta que se ha utilizado el denominado por sus autores, Jorge Blanquer y Carlos Rodríguez, el filtro perfecto.

# 8.4. EL ANÁLISIS DE FOURIER

El matemático y físico Jean- Baptiste Joseph Fourier (figura 8.44.), nacido en la región de Borgoña, al sureste de París en marzo de 1768, es fundamentalmente conocido por sus trabajos sobre la descomposición de funciones periódicas en series trigonométricas convergentes llamadas Series de Fourier. Introduce la representación de una función como una serie de senos y cosenos, ahora conocidas como las series de Fourier.



Figura 8.44. Jean- Baptiste Joseph Fourier Fourier desarrolló esta teoría cuando estudiaba la ecuación del calor. Fue el primero que estudió tales series sistemáticamente y publicó sus resultados iniciales entre 1807 y 1811.

En este apartado se desarrollan las líneas generales de la teoría y obtención del desarrollo en series de Fourier, así como la transformada discreta de Fourier, sin entrar en la complejidad matemática de las mismas, únicamente para poder comprender el desarrollo de las mismas y su utilización en este trabajo doctoral.

El análisis de Fourier se describe con detalle en el texto de Melis (2008) sobre tratamiento y filtrado de señales digitales en ferrocarriles que actualmente es el libro de texto de referencia de la Cátedra de Ferrocarriles de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid, titulado 'Apuntes de Introducción a la Dinámica Vertical de la vía y a las Señales Digitales en Ferrocarriles'. En el Capítulo 2 del citado texto se desarrollan ampliamente estos conceptos.

La base de la metodología propuesta en este trabajo se basa en la demostración que consiguió desarrollar Fourier, sobre cómo una función periódica y definida en unaintervalo determinado, puede aproximarse en el mencionado intervalo por una suma de funciones seno y funciones coseno, con frecuencias enteras.

# 8.4.1. Series de Fourier

Las series de Fourier constituyen la herramienta matemática básica del análisis de Fourier. Se conoce como serie de Fourier a una serie infinita, que converge puntualmente a una función periódica y continua a trozos o por partes.

Las series de Fourier se puede decir que son aquellas funciones periódicas que pueden expresarse como una serie infinita de términos trigonométricos

Las series de Fourier tienen la forma:

$$x(t) = a_0 + \sum_{1}^{\infty} \left( a_k \cos \frac{2k\pi t}{T} + b_k \sin \frac{2k\pi t}{T} \right)$$
(8.4.1.1)

Donde  $a_k y b_k$  se denominan coeficientes de Fourier de la serie de Fourier de la función x(t).

Estos factores pueden expresarse:

$$u_{2k}(t) = \cos \frac{2k\pi t}{T}$$
$$u_{2k+1}(t) = \operatorname{sen} \frac{2k\pi t}{T}$$

Para que una función pueda aproximarse como suma de funciones seno y coseno debe verificarse que esta función una función f(x) cumple;

- Es periódica, de periodo L
- Está definida en el intervalo  $(-\frac{L}{2}, +\frac{L}{2})$
- Se cumple que f(x) =f(x+L)

Entonces puede aproximarse en el intervalo definido la función, como la suma en serie de senos y cosenos según la siguiente expresión:

$$f(x) = \sum_{n=0}^{n=\infty} (a_n \cos \frac{2n}{L} x + b_n \sin \frac{2n}{L} x)$$
(8.4.1.2.)

Donde los coeficientes de Fourier an y bn, en este caso vienen dados por la siguiente expresión:

$$a_n = \frac{2}{L} \int_{-L/2}^{+L/2} f(x) \cos \frac{2n}{L} dx$$
(8.4.1.3.)

$$b_n = \frac{2}{L} \int_{-L/2}^{+L/2} f(x) sen \frac{2n}{L} dx$$
 (8.4.1.4.)

La señal original se descompone como suma de senos y cosenos de distintas amplitudes y longitudes de onda.

Desarrolla Melis las series de Fourier para el caso en el que la función original se descompone como una serie de senos de distintas amplitudes A<sub>n</sub> desfasados cada una de ellas un ángulo  $\varphi_n$  de forma que la expresión de sumas de senos y cosenos queda ahora de la forma:

$$f(x) = \sum_{0}^{\infty} A_n sen(\frac{n\pi x}{L} + \varphi_n)$$
(8.4.1.5.)

Donde:

$$A_{n} = \sqrt{a_{n}^{2} + b_{n}^{2}}$$

$$\varphi_{n} = \operatorname{arctg}\left(\frac{a_{n}}{b_{n}}\right)$$
(8.4.1.6.)

Se recuerda que la fase es la fracción del periodo transcurrido desde el instante correspondiente al estado tomado como referencia.

Se puede calcular así las distintas amplitudes que corresponden a las distintas sinusoides de distinta longitud de onda, correspondiendo cada una de estas longitudes de onda a una frecuencia distinta.

Se obtiene así una función en frecuencias, que asocia una amplitud a cada longitud de onda. Para este trabajo, se descompone la señal original como una serie de senos, cada una de ellos con distinta longitud de onda y gracias a Fourier se obtiene una frecuencia para cada una de estas longitudes de onda, con el valor de su amplitud correspondiente.

Los análisis de Fourier sólo devuelven las amplitudes en algunas longitudes de onda y frecuencias, conocido como intervalo de Nyquist. Este intervalo basado en el Teorema de Muestreo desarrollado por Henry Nyquist es desarrollado en detalle en el siguiente apartado 8.5. Análisis de Frecuencias.

### 8.4.2. La transformada discreta de Fourier

La transformada de Fourier se puede decir de forma sencilla que es el espectro de frecuencias de una función, esto es, la transformada de Fourier nos dice las frecuencias que tiene una señal.

Fourier consigue transformar una función matemática en otra. Obtiene una representación en el dominio de la frecuencia, estando la función original definida en el dominio del tiempo, pasando al dominio de la frecuencia una señal que originariamente

está en el dominio del tiempo. Esto ayuda a obtener información que no es evidente en este dominio temporal y sí en el de las frecuencias

La transformada discreta de Fourier, es una transformada de Fourier para análisis de señales de tiempo discreto (figura 8.45.) y dominio finito, requiere que la función de entrada sea una secuencia discreta y de duración finita. Las funciones sinusoidales base que surgen de la descomposición tienen las mismas propiedades.



Figura 8.45. Representación gráfica de una señal discreta en el tiempo

Se reproduce así la señal a base de sumar sinusoides de diferentes longitudes de onda y diferentes amplitudes que se calculan con la transformada discreta de Fourier. La transformada discreta de Fourier (de ahora en adelante TDF) solo devuelve las amplitudes en algunas longitudes de onda. Para el caso de tomar N muestras, la TDF devuelve N/2 sinusoides.

La amplitud de cada sinusoide viene dada por la expresión:

$$\frac{2}{N}\sum_{0}^{N-1} z_n sen \frac{2}{N} kn$$
(8.4.2.1.)

Si se realiza el análisis de Fourier en longitudes de onda se obtienen los siguientes parámetros:

- L: longitud de carril analizado
- N: número de puntos muestreados
- $\Delta x$ : Intervalo de muestreo (figura 8.46.)

Se sabe:

- Estos parámetros están relacionados por la siguiente ecuación: N= L/Δx
- Al tomar N puntos, Fourier devuelve N/2 sinusoides

• Las longitudes de onda de cada sinusoide son cada uno de los divisores de L por los números naturales de 1 a N/2, esto es (L, L/2;L/3 .....L/(N/2))



Figura 8.46. Representación gráfica de muestreo de una señal.

Fourier permite analizar longitudes de onda desde la longitud L muestreada hasta  $2\Delta x (L/(N/2)=(N\Delta x)/(N/2)=2\Delta x)$ .

Si se realiza el análisis de Fourier en frecuencias se obtienen los siguientes parámetros:

- L: longitud de carril analizado
- N: número de puntos muestreados
- f: frecuencia de muestreo

Se sabe:

- Al tomar N puntos, Fourier devuelve N/2 sinusoides
- Las frecuencias de cada sinusoide se obtienen multiplicando (f/N) por los números naturales de 1 a N/2, esto es ((f/N), (f/N)/2; (f/N)/3 .....(f/N)\*(N/2))

Fourier permite analizar frecuencias que van desde la frecuencia (f/N) muestreada hasta f/2 ((f/N)/(N/2)=f/2).

Esta tesis trabaja con la señal analógica dada por los acelerómetros colocados en caja de grasa. Una señal analógica es una función continua del tiempo t  $\in R \rightarrow f(t) \in R$ . Esta señal nos da un valor determinado en una serie discreta de puntos en los que se mide (DAC). Para procesar esta información se genera una señal digitalizada tomando una muestra de la señal en puntos igualmente espaciados cada T segundos. Puesto que se toman muestras cada T segundos, hay T<sup>-1</sup> muestras por segundo y, se dice, entonces

que la frecuencia de muestreo es de 
$$\frac{1}{T}$$
Hz.

Los datos de los que se dispone son:

• El número N de muestras tomadas.

• La frecuencia de muestreo es 
$$\frac{1}{T}$$
 Hz.

• Los N valores correspondientes a la muestra.

Aunque más adelante se ve en detalle el Teorema de muestreo, se adelanta que la TDF no devuelve sinusoides de longitud de onda mayores que la longitud L del tramo muestreado ni menores que el doble del intervalo de muestreo  $2\Delta x$ , valores que se corresponden a las frecuencias de Nyquist.

# 8.4.3. La transformada rápida de Fourier

Fourier resuelve la descomposición de la señal original como suma de sus ondas componentes.

La mejora que supone la introducción numérica de la transformada rápida de Fourier es el aligeramiento de los cálculos y la velocidad de obtención de los mismos.

Con la aparición, desarrollada por Cooley y Tukey en 1965, de la trasformada rápida de Fourier se simplifican notoriamente los cálculos. Para el cálculo de la TDF cada una de las longitudes de onda en que se divide la señal tiene que operar en dos bucles con todos los puntos del perfil longitudinal, lo que supone necesitar N<sup>2</sup>/2 pasos por el bucle. El nuevo desarrollo supone la necesidad de pasar Nlog<sub>2</sub>N. Calculado por el profesor Melis, esto supone que en lugar de los ocho millones de pasos de la TDF con la TFT necesita pasar 47.863 veces, esto es reduce el tiempo de cálculo 167 veces.

El cálculo se realiza con las siguientes fórmulas:

El proceso de cálculo se realiza recursivamente, subdividiendo en dos cada una de las particiones obtenidas y así sucesivamente hasta obtener una partición de un solo elemento. Se sigue el gráfico, que se adjunta en la figura 8.47., conocido como mariposa o Butterfly, que esquematiza la forma en que se relacionan estos factores.



Figura 8.47. Gráfico de la mariposa. Puy Huarte, 2012

Al aplicar la transformada rápida de Fourier a la señal del acelerómetro se obtienen las frecuencias en hercios de las distintas sinusoides que forman la señal y la amplitud de cada una con mucha mayor rapidez.

Una de las ventajas que supone el tratamiento de las señales digitales, es que siempre se conserva la señal original. Con las amplitudes y las longitudes de onda devueltas, si se suman todas las sinusoides que forman la señal y que han sido obtenidas con la FFT (figura 8.48.), se volvería a obtener la señal original.



Figura 8.48. Gráfico de FFT de la señal original.

# 8.5. ANÁLISIS DE FRECUENCIAS

#### 8.5.1. Teorema de muestreo. Intervalo de Nyquist

Ya se ha comentado cómo se produce la conversión de la señal analógica en señal digital. El convertidor es un sistema al que se aplica una tensión analógica y tras un determinado tiempo devuelve un valor digital equivalente. Para ello se hacen muestreos de la señal analógica transformando cada tensión de la muestra en un valor digital equivalente.

En este estudio se analiza una longitud 'L' de vía. Se toman datos de los sensores cada cierta distancia que se denomina ' $\Delta x$ ' o ' $\Delta t$ ' y se supone el intervalo de tiempo o distancia que se haya definido conveniente para el muestreo.

Hay que definir los puntos necesarios de muestro para garantizar una conversión adecuada y de calidad de la señal original, como se ve en la figura 8.49.



Figura 8.49. Muestreo de una señal digital. Fuente: Fraile Mora

Las líneas más finas verticales unen las amplitudes de los impulsos muestreados.

Para este muestreo existe un límite inferior, un valor mínimo para la frecuencia de muestreo para que sea posible reproducir a partir de la señal analógica muestreada la señal digital. Este límite parte del teorema de muestreo o teorema de Nyquist y viene dado por la siguiente expresión:

$$f_s \ge 2f_m$$
 (8.5.1.1.)

Siendo:

fs : Frecuencia de muestreo

fm: Frecuencia de la señal sinusoidal original

El teorema de muestreo fue formulado en forma de conjetura por primera vez por el ingeniero sueco- americano Harry Nyquist en 1928 (Certain topics in telegraph transmission theory).

Este teorema basa sobre el muestreo y demuestra que la reconstrucción exacta de una señal periódica continua en banda base a partir de sus muestras, es matemáticamente posible si la señal está limitada en banda y la tasa de muestreo es superior al doble de su ancho de banda.

Otros autores como Fraile Ardanuy interpretan esta frecuencia de muestreo de Nyquist e indican que son suficientes 2f<sub>s</sub> muestras por segundo para caracterizar la señal original. Si se toman al menos dos muestras por cada ciclo de la frecuencia más alta de la tensión analógica de entrada, se garantiza la reconstrucción de la señal original.

Viene a definir unos límites para el intervalo de toma de muestras, que sea capaz de garantizar las propiedades de la conversión de la señal analógica a digital.

Harry Nyquist demostró que si se tomaban al menos dos muestras por cada ciclo de la frecuencia más alta de la tensión analógica de entrada, la onda reconstruida digital es una imagen de la señal de entrada y contienen ambas señales la misma información.

En el caso de la vía ferroviaria, si se realiza en análisis de Fourier por longitudes de onda, permite analizar longitudes de onda desde la longitud 'L' muestreada hasta el límite inferior  $L/(N/2)=2\Delta x$ , el doble del intervalo de muestreo. Este intervalo es el denominado intervalo de Nyquist ( $2\Delta x$ -L).

Si se realiza el análisis de Fourier en frecuencias el intervalo de Nyquist viene definido por frecuencias que van desde la frecuencia (f/N) muestreada hasta f/2 ((f/N)/(N/2)=f/2). El intervalo de Nyquist será en este caso (f/2, f/N).

Dicho de otro modo, la información completa de la señal analógica original que cumple el criterio anterior está descrita por la serie total de muestras que resultaron del proceso de muestreo. No hay nada, por tanto, de la evolución de la señal entre muestras que no esté perfectamente definido por la serie total de muestras.

La frecuencia de Nyquist de una señal es pues el doble de la máxima frecuencia presente en dicha señal. El teorema del muestreo nos dice que para muestrear "adecuadamente" una señal se debe muestrear al menos con la frecuencia de Nyquist e indica que son suficientes 2fs muestras por segundo para caracterizar la tensión original.

### 8.5.2. Fenómeno de aliasing o solapamiento de frecuencias

Cuando se muestrea por debajo de la frecuencia de Nyquist se produce el fenómeno denominado aliasing (palabra que procede de "alias"). Este fenómeno consiste en que las frecuencias superiores a la mitad de la frecuencia de muestreo aparecen como frecuencias distintas en la señal muestreada (esto es con "un alias"). Se obtienen señales alias o variantes de la señal original.

Cuando se obtienen muestras periódicas de una señal sinusoidal, puede ocurrir que se obtengan las mismas muestras que se obtendrían de una señal sinusoidal igualmente pero con frecuencia más baja. Específicamente, si una sinusoide de frecuencia f Hz es muestreada s veces por segundo, y s ≤ 2·f, entonces las muestras resultantes también serán compatibles con una sinusoide de frecuencia fm - f, donde fm es la frecuencia de muestreo. En la jerga inglesa de procesamiento de señales, cada una de las sinusoides se convierte en un "alias" para la otra.



Figura 8.50. Fenómeno de aliasing. Fuente: Wikipedia

El aliasing (figura 8.50.) es el fenómeno que causa que señales continuas distintas se tornen indistinguibles cuando se las muestrea digitalmente debido a la aparición fantasmal de los componentes de alta frecuencia que no pueden ser registrados de forma fidedigna, como se puede ver representado en la figura 8.51.



Figura 8.51. Fenómeno de aliasing- Espectro real. Fuente: Puy Huarte, 2012

Para las frecuencias de muestreo que se han tomado en este trabajo de 1000 y 12000 hercios no es probable que se presenten frecuencias alias.

La forma científica de analizar el fenómeno de aliasing y estudiar en qué frecuencia aparece una determinada frecuencia alta que no se devuelve en el intervalo de Nyquist, se describió en el extraordinario texto de Otnes y Enochson. En el capítulo 1.8, páginas 24 a 29, se describe con detalle la forma de análisis y el trabajo con el diagrama de doblado de frecuencias, que los autores incluyen en la pagina 27; Este análisis se incluyó por las Cátedras de Madrid y Valencia en el 'Informe Final a RENFE tras los trabajos de auscultación y medida', realizados bajo el convenio de colaboración mencionado en la Introducción del presente trabajo.

# 8.6. ESFUERZOS VERTICALES SOBRE LA VÍA

### 8.6.1. Cargas estáticas sobre la vía

En una vía perfecta sólo deberían aparecer esfuerzos verticales de la carga de rueda y esfuerzos debidos a la fuerza centrífuga en las curvas, pero en la práctica aparecen esfuerzos parásitos, que pueden llegar a muy importantes y son debidos a distintos factores:

- El ancho de vía es siempre variable, por defectos de construcción o de mantenimiento.
- El juego de vía y el movimiento de lazo hacen que el bogie pegue con las pestañas en las cabezas de los hilos.
- Existen irregularidades constantes en las alineaciones de la vía, en planta y alzado, aunque el mantenimiento sea perfecto.
- El material móvil lleva dos suspensiones, la primaria y la secundaria, lo que produce giros, traslaciones y efectos estáticos y dinámicos en el tren que crean a su vez nuevos esfuerzos transversales y longitudinales que causan mayores deformaciones de la vía y el proceso se autoalimenta.

El estudio de la mecánica de la vía se divide en tres partes:

- Esfuerzos verticales del tren sobre la vía.
- Esfuerzos laterales o transversales.
- Esfuerzos longitudinales, fundamentalmente debidos a los esfuerzos térmicos y a los de frenado.

En este trabajo se estudian los esfuerzos verticales sobre la vía, que son debidos a la carga del material móvil sobre la vía. Esta carga puede variar considerablemente; debido a la fuerza centrífuga en curvas aumenta en el hilo alto, por desnivelación de la vía o desajuste de la suspensión del material, por sacudidas en la masa no suspendida (eje y ruedas), por planos de ruedas u ovalizaciones de éstas que producen grandes impactos o por inercias de piezas ligadas a ejes y ruedas.

El cálculo de los esfuerzos verticales sobre la vía parte del cálculo estático del esfuerzo de la carga nominal de rueda sobre la vía.

# 8.6.2. Cargas dinámicas sobre la vía

Considerando las características generales de la vía y su calidad geométrica así como las características principales del material móvil, existe una interacción vía vehículo en función de las características del tráfico ferroviario.

La circulación sobre la vía provoca unas solicitaciones dinámicas verticales superiores a la carga estática por rueda y a lo largo del desarrollo ferroviario en el mundo han surgido distintos estudios sobre todo de carácter experimental, que relacionan de forma directamente proporcional, el aumento de la velocidad con el aumento de las solicitaciones sobre la vía. En esta línea se han ido adoptando una serie de coeficientes de mayoración de las cargas estáticas para cuantificar estas solicitaciones dinámicas sobre la vía.

La rigidez vertical dinámica será la respuesta de la vía a los movimientos verticales dinámicos transmitidos al paso de los trenes. Así pues para determinar las acciones dinámicas transmitidas por las ruedas al circular los vehículos, se han desarrollado diversas expresiones del coeficiente de mayoración a aplicar a los esfuerzos verticales. El coeficiente de mayoración Winkler y Pihera que de forma experimental determinaron en 1915:

$$\xi = \frac{1}{1 - \frac{v^2}{40000}} [v] = \text{km/h}$$
(8.6.2.1.)

Hasta los años 50 es muy utilizada una nueva aproximación del coeficiente determinada por Driessen en 1936.

$$\xi = 1 - \frac{v^2}{30000} [v] = \text{km/h} \qquad \text{Para v< 120 Km/h} \qquad (8.6.2.2.)$$
  
$$\xi = 1 - \frac{v^2}{45000} [v] = \text{km/h} \qquad \text{Para v> 120 Km/h} \qquad (8.6.2.3.)$$

Se representan estos coeficientes en el gráfico representado en la figura 8.52.



Figura 8.52. Coeficientes de mayoración de la carga dinámica según Winkler y Diessen, 1915 y 1936.

A principios de los años 70, la Oficina de Investigación y ensayos de la UIC, propone por el Comité ORE D-71 una nueva expresión que agrupa distintos factores.

$$Q_{d} = Q_{e} \left[ 1 + 0.04 \left( \frac{v}{100} \right)^{3} + ab \left[ 0.10 + 0.017 \left( \frac{v}{100} \right)^{3} \right] + \frac{2I_{p}H_{g}}{a_{v}} \right]$$
(8.6.2.4.)

Siendo,

I<sub>p</sub> = Insuficiencia de peralte

H<sub>g</sub> = Altura del centro de gravedad sobre el plano de rodadura

av = ancho de vía

v= Velocidad de circulación (km/h)

Los coeficientes a y b en función de la velocidad

v< 140 km/h: a=1,3 y b= 2,0

v> 140 km/h: a=1,2 y b=1,5

Se representa este coeficiente en el gráfico representado en la figura 8.53.



Figura 8.53. Coeficientes de mayoración de la carga dinámica según la ORE

En 1950 Schramm propone la siguiente expresión:

$$\xi = 1 + \left[\frac{4.5v^2}{10^5} - \frac{1.5v^3}{10^7}\right]$$
(8.6.2.5.)

La carga por rueda que se ejerce en realidad sobre la vía se incrementa en función de la velocidad sobre la carga estática. Este coeficiente de mayoración dinámica de cargas verticales en función de la velocidad se representa en la figura 8.54.





Posteriormente a las formulaciones de Schramm, tras realizar estudios experimentales en las vías alemanas en la década de los años setenta, establece el profesor Eisenmann una nueva fórmula que depende de la velocidad de circulación y de un nuevo un factor de seguridad que introduce y que es función de la infraestructura pues considera tres estados de geometría diferenciados. Se reprendan estos estudios en la figura 8.55.

Plantea el profesor Eisenmann una formulación que incorpora el posible efecto, tanto en el sentido de incremento como en el sentido de reducción de carga que pueden producir las irregularidades de la vía en función del estado de la misma.



Figura 8.55. Oscilaciones dinámicas de la carga por rueda. Fuente: Eisenmann, 1970 Así la carga dinámica presenta una distribución ajustable mediante la conocida expresión:

$$Q_{d} = Q_{e} [1 + t \cdot s \cdot \psi] + Q_{ce}$$
(8.6.2.6.)

Siendo:

 $\psi$  = Coeficiente de mayoración de cargas estáticas

$$\psi = 1 + \left[1 + \frac{v - 60}{140}\right] \tag{8.6.2.7.}$$

t = Coeficiente que define el grado de confianza estadístico

t= 1 con el 68,3% de los valores medidos

- t= 2 con el 95,5% de los valores medidos
- t= 3 con el 99,7% de los valores medidos
- s = Coeficiente que califica el estado geométrico de la vía

s= 0,1 para vías en muy buen estado

- s= 0,2 para vías en buen estado
- s= 0,3 para vías en mal estado
- v= Velocidad de circulación

Qd= Carga dinámica

- Qe= Carga estática
- Qce= Carga cuasi estática

La carga cuasiestática es la debida a la fuerza centrífuga (figura 8.56.). El exceso de fuerza vertical en la rueda exterior es el debido a la fuerza centrífuga no compensada.

$$Q1 = \frac{F_{cag} H}{e} = \frac{m a_{cag} H}{e} = \frac{m I g H}{e^2} = \frac{2 Q I H}{e^2}$$

(8.6.2.8.)

Siendo:

H<sub>G</sub> = altura del cdg sobre plano de rodadura, m

e = ancho de vía, m

acng = aceleración centrífuga no compensada

F<sub>cng</sub> = fuerza centrífuga no compensada = m a<sub>cng</sub>

Q1  $e = F_{cng} H_g$ 

Q = m g / 2

I = insuficiencia (o exceso) de peralte



Figura 8.56. Fuerza centrífuga no compensada en curvas. Fuente: Melis, 2011

En 1982 propone López Pita una formulación teórica del coeficiente de mayoración de cargas en función de la siguiente expresión.

$$\Psi = 1 + 0,00062 (v - 10) \tag{8.6.2.9.}$$

Se comprueba como desde el punto de vista teórico la mayoración dinámica de las cargas sería nula para una vía de geometría perfecta, por lo que se deduce que las sobrecargas dinámicas están relacionadas con el aumento de las velocidades pero también con las irregularidades en la vía. Sin embargo al construirse los ferrocarriles a velocidades superiores a los 200 km/h, velocidad máxima con la que se habían realizado los estudios de Eisenmann, se puso de manifiesto que había otros factores que influían en los efectos dinámicos de la vía y el material móvil. Se empezó a abordar el problema de la interacción del vehículo y la vía, cuyos efectos son ya muy importantes a

velocidades en el entorno de los 300 km/h. Incluso el propio Eisenmann introduce una corrección a su factor de mayoración de cargas en el año 1993, según la siguiente expresión:

$$\psi = 1 + \left[1 + \frac{v - 60}{380}\right] \tag{8.6.2.10.}$$

Se representan en el gráfico de la figura 8.57., los coeficientes planteados por el profesor Eisenmann y Schramm.



Figura 8.57. Coeficientes de mayoración de la carga dinámica según Schramm y Eisenmann

André Prud'Homme introduce una gran novedad, pues descompone el incremento de carga dinámica en dos sumandos: el debido a la masa suspendida y el producido por la masa no suspendida (figura 8.58.).



Figura 8.58. Modelo de cálculo vía- vehículo planteado por Prud'homme, 1970. Fuente: Melis, 2011

Intenta incluir otros efectos dinámicos que se producen al elevarse las velocidades, dejando inicialmente de lado los cálculos experimentales que habían imperado, como se ha visto hasta el momento, e incluyendo también cálculos teóricos que incluyen la interacción vía - vehículo, intentando discernir la influencia de las características de la vía y del vehículo en la dispersión de coeficientes experimentales que habían sido desarrollados hasta este momento.

Dada la complejidad de este estudio, Prud'homme introduce una serie de simplificaciones. Plantea el estudio separado de las masas suspendidas y no suspendidas dadas las diferencias en sus frecuencias de oscilación. Estudia estas frecuencias de oscilación en función de la siguiente expresión.

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}}$$
 (8.6.2.11)

La frecuencia propia de la masa suspendida de un vehículo estará en el entorno de un hercio, mientras que la frecuencia propia del sistema rueda- carril, influenciado por la consideración de la masa no suspendida y la influencia del carril y la vía en el fenómeno, estará en el entorno de 20 a 40 hercios.



Figura 8.59. Descomposición del modelo de cálculo vía- vehículo planteado por Prud'homme, 1970

La separación de estos efectos (figura 8.59.), proporciona la posibilidad de calcular con mayor precisión cada uno de los efectos, suponiendo igualmente todas las uniones elásticas y los amortiguamientos de carácter viscoso, para posteriormente sumar ambos efectos.

La distribución de esfuerzos verticales sobre la vía viene representada mediante una ley de probabilidad normal, por lo que si se toma un rango comprendido entre el valor medio y dos veces su distribución típica, quedarán englobados el 95,5% de los esfuerzos que pueden encontrarse, por lo que la carga total viene dada por la siguiente expresión:

Siendo

Qdin= 2 
$$\sigma_Q = 2 \cdot \sqrt{\sigma_{NS}^2 + \sigma_S^2}$$
 (8.6.2.13.)

Siendo:

 $\sigma_{\rm \scriptscriptstyle NS}$  =desviación típica de la carga de las masas no suspendidas

 $\sigma_s$ =desviación típica de la carga de las masas suspendidas

La masa suspendida, origina un incremento de carga debido principalmente a los movimientos de la rueda y la desviación típica de estas cargas viene dada por la siguiente expresión establecida de forma empírica:

$$\sigma_s = (0.10a0.16)Q_n \tag{8.6.2.14.}$$

Siendo:

 $\sigma_s$  = Desviación típica de las sobrecargas dinámicas a las masas suspendidas del material circulante

Qn= Carga nominal estática por rueda (N)

Análogamente, la masa no suspendida origina un incremento de carga (figura 8.60.), que es debida principalmente a los defectos de nivelación longitudinal de la vía, según la siguiente expresión:

$$\sigma_{NS} = 0.45 \cdot \frac{v}{100} \cdot b \cdot \sqrt{m_{ns} \cdot k \cdot \gamma(\varepsilon)}$$
(8.6.2.15.)

Siendo:

 $\sigma_{\rm NS}$  = Desviación típica de las sobrecargas dinámicas a las masas no suspendidas del material circulante

 $\gamma(\varepsilon)$  = Amortiguamiento de vía

b= Factor que depende de los defectos e irregularidades del carril (medido como los mm de flecha en una cuerda de 3 m)

v= Velocidad de circulación (km/h)

mns= Peso de las masas no suspendidas (t)

K= Rigidez vertical de la vía expresada en t/mm



Figura 8.60. Comparación de las expresiones de Eisenmann y Prud'Homme para los esfuerzos verticales dinámicos. Fuente: A. López Pita 2002

Se estudian los modelos de dos y tres masas, que no solo tienen en cuenta las masas suspendidas, sino que se tienen también en cuenta las masas casi suspendidas y las masas no suspendidas, lo que se han denominado los modelos de una, dos y tres masas.

Estos modelos han sido abordados en detalle en el apartado anterior por lo que no se vuelve a ahondar en ellos retomando la conclusión a la que se había llegado. Como había sido visto las frecuencias de oscilación en los modelos de dos y tres masas se encuentran por debajo de 1 Hz mientras que la frecuencia de oscilación propia del sistema rueda carril, se encuentra en el entorno de los 30-60 Hz, por lo que se debe considerar únicamente la masa no suspendida ya que va a suponer una mayor incidencia sobre la vía.

En la elasticidad vertical de la vía no tiene prácticamente ninguna influencia la amplitud de las oscilaciones de las masas suspendidas y semi-suspendidas. Ésta solo depende de la geometría de la vía.

La forma en la que estas irregularidades en la vía o en la rueda de los vehículos pueden afectar al comportamiento dinámico del conjunto en mayor o menor medida debe ser acotada también en este trabajo, teniendo en cuenta el factor de mayoración de la carga nominal de la rueda, dada por el fabricante.

Todas las fórmulas anteriormente descritas, nos orientan hacia un factor de mayoración de cargas, en una vía de alta velocidad, nueva y de alta calidad en el entorno de 1,4 a 1,5.

Estas fórmulas son ya muy antiguas, de cuando no existían métodos para la medida y análisis de los esfuerzos dinámicos del tren sobre la vía, siendo hoy en día medirlos gracias a los detectores de impacto colocados en la vía férrea, que mide las sobrecargas, como se representa en la figura 8.61.



Figura 8.61. Sobrecargas dinámicas sobre la vía. Fuente: Adif, 2012

Aplicar una u otra fórmula, nos abre un gran margen de dispersión y cierta incertidumbre. Sin duda el mejor factor de corrección es la medición en vía de las cargas dinámicas del tren sobre la vía, bien debidos a impactos por irregularidades de vía o defectos del material y deben obtenerse por medidas y estudios experimentales.

También se puede medir cuidadosamente la geometría longitudinal y transversal y rigideces de la vía y correr sobre ella un modelo dinámico detallado del tren con sus masas, sus inercias, sus suspensiones, etc.

Se ha realizado un estudio estadístico de cargas dinámicas sobre la vía, registrando las cargas dinámicas de 141 trenes de mercancías por medio de un conjunto de detectores de impacto instalados por ADIF en una estación de control en Torredembarra.

Los resultados de este estudio son presentados por Juan L. Cámara et al (2012) en el artículo 'Análisis estadístico de cargas dinámicas para el estudio de la fatiga de una línea de alta velocidad con tráfico mixto'.

Los datos proporcionados en este estudio engloban el análisis de 12.925 cargas de ejes de mercancías que han permitido obtener las distribuciones de frecuencia de;

- Velocidad del tren.
- Carga nominal por eje.
- Longitud del tren.
- Coeficiente de impacto.

El detector de impactos en vía (DIV) es un sistema de protección que supervisa las cargas dinámicas que se producen. Se instrumentan determinados sectores de vía, normalmente alrededor de los ocho metros y miden las cargas de paso de rueda, detectando así los picos de carga que pudieran producirse.

Esta información está centralizada y sirve para el algún caso tomar medidas preventivas que eviten daños mayores sobre la infraestructura, incluyendo en algún caso la detención del tren.

El equipo de detención de impactos consta de varias bandas de medida de tensión cortantes, como las mostradas en la figura 8.62., fijadas en los carriles.

Se disponen en distintos puntos previamente seleccionados en el alma del carril.



Figura 8.62. Bandas de cortante en el alma del carril. Fuente: Cedex 2012.

El intervalo de cargas nominales de eje considerado en este estudio es 150 KN a 226 KN, por lo que la carga nominal facilitada por TALGO del tren instrumentado en este estudio (167 KN), está encajado en este intervalo.



Figura 8.63. Coeficientes de impacto frente a las cargas nominales entre 150Kn y 226KN.

Fuente: Cedex, 2012

Para el intervalo de cargas nominales considerado y partiendo de la distribución de frecuencia normal, se fija en este estudio un valor medio de carga de 189.63 KN para un intervalo de confianza del 95.5%. La carga máxima por eje correspondiente al percentil 97 sería 224.26 KN.

Los principales resultados se representan en la figura 8.63. Son obtenidos a partir de las distribuciones normales de las cargas nominales y de los coeficientes de impacto calculados son:

• Se ha obtenido un valor dinámico de eje de 275 KN al combinar el percentil 50 de la carga nominal de eje con el percentil 97 de los coeficientes de impacto.

• Se ha obtenido una carga dinámica de eje 283 KN al combinar el 97 del percentil de la carga nominal de eje con el percentil 50 de los coeficientes de impacto

Otros cálculos presentados en este trabajo:

- La carga dinámica máxima por eje de 443 KN.
- Carga dinámica de eje máxima a partir de las expresiones de Prud'homme que incorporan las irregularidades de la vía de 246.2 KN.
- Carga dinámica de eje máxima a partir de los estudios de Eisenmann a través del factor de amplificación dinámico de 283.36 KN.

Los coeficientes de mayoración de carga nominal de eje, para calcular la carga dinámica máxima que considere los coeficientes de impacto quedarían como se muestra en la tabla 8.8.

CARGAS (KN)	Prud'homme	Eisenmann	P 97 carga nominal P 50 coef. impacto	P 50 carga nominal P 97 coef. impacto
Cargas dinámicas de eje máxima	246.2	283.36	283	275
Factor de mayoración (carga nominal:189.63 KN)	1,3	1,5	1,5	1,5
Carga nominal de eje Talgo serie 112	167	167	167	167
Carga dinámica de eje máxima Talgo serie 112	217	250	250	250
Carga dinámica de rueda máxima Talgo serie 112	108	125	125	125

Tabla 8.8. Mayoración de cargas dinámicas

# 8.6.3. <u>Magnitud de la masa no suspendida</u>

Es fundamental el estudio y acotación de las fuerzas dinámicas verticales sobre la vía. Un factor fundamental es la rigidez vertical de la vía que influye sobre los esfuerzos dinámicos, que provocarán un comportamiento distinto de los componentes de la vía, un deterioro de la calidad geométrica de la misma y un aumento de los costes de mantenimiento.

En la rigidez vertical de la vía, además de la rigidez vertical de la placa de asiento, influyen la sección del carril y su momento de inercia, la sección y longitud de la traviesa o la distancia entre las mismas.

En este apartado se toman los desarrollos elaborados por Evert Anderson, Mats Berg y Sebastian Stichel, que han sido difundidos en el libro Rail Vehicle Dynamics, que añaden algunos efectos no contemplados hasta ahora en este trabajo respecto a las fuerzas verticales dinámicas y la influencia del carril y traviesas en la magnitud de la masa no suspendida y la influencia en las fuerzas dinámicas.

Estas fuerzas verticales pueden dividirse en muchas categorías, pues son debidas a la suma de muchos factores

A la fuerza estática vertical sobre la vía hay que añadir una serie de sobrecargas debidas a distintos factores, entre las que destacan:

- Sobrecargas por circular en curvas
- Sobrecargas debidas a las irregularidades de la vía
- Sobrecargas debidas a irregularidades en la rueda o en la estabilidad del vehículo
- Cambios en la carga de rueda debidos a las fuerzas de tracción y frenado.
- Cambios en la carga de rueda debidos a asimetrías o ajustes del vehículo.

La fuerza dinámica vertical total será la suma de todos estos factores, si aparecen.

En los estudios mencionados anteriormente se hace un desarrollo en detalle de las fuerzas debidas a la vía, bien a posibles irregularidades en la misma o bien debidos a juntas, cambios en la flexibilidad en la misma o cambios por asentamientos bajo traviesas.

El impacto vertical se produce cuando la rueda se encuentra esta irregularidad en la vía en el sentido longitudinal se ha demostrado por parte de Evert Anderson, Mats Berg y Sebastian Stichel que se puede descomponer en dos sumandos, como viene representado en la figura 8.64.



Figura 8.64. Fuerzas de impacto verticales. Fuente: Anderson 2004

La fuerza denominada Q<sub>P1</sub>, que produce el primer impacto cuando la rueda llega al 'fondo' de la irregularidad encontrada sobre la vía, tiene una duración corta y es de carácter herciano por el contacto rueda- carril.

La fuerza denominada Q<sub>P2</sub>, es algo más suave y se produce unos milisegundos más tarde y es más pronunciada en el tiempo.

Es causada en el momento que la vía está siendo empujada, golpea entonces la masa no suspendida el fondo de la curva de la vía.

Destacar en este punto, cómo las fuerzas hercianas del contacto rueda-carril en este momento se encuentran en el entorno de los 100 MN/m, mientras que la rigidez se encuentra en el entorno de los 50-200 MN/m.

Toman como masa no suspendida, tal como se muestra en la figura 8.65., tanto la masa efectiva que se puede enmarcar como la masa de la mitad del eje de la rueda, así como los rodamientos y engranajes que llevan, dato que es suministrado por el fabricante, como la masa de peso de carril con una determinada longitud de influencia.



Figura 8.65. Interacción vía- vehículo. Fuente: Anderson 2004

Proponen entonces el cálculo de la frecuencia propia de vibración que vendría dada por la expresión

$$w = \sqrt{\frac{k_h(m_w + m_t)}{(m_w \cdot m_t)}}$$
(8.6.3.1.)

Propone también Tatsuo Maeda en el trabajo Noise and Vibration Mitigation for Rail Transportation Systems de 2010, la siguiente fórmula para el cálculo de esta fuerza, a partir de la carga estática Po.

$$P_{2} = P_{o} + 2\alpha V \left[ \frac{M_{u}}{M_{u} + M_{t}} \right]^{\phi_{o}} \cdot \left[ 1 - \frac{C_{t} \pi}{4 \left( K_{t} \left( M_{u} + M_{t} \right) \right)^{\phi_{o}}} \right] \cdot \left[ K_{t} M_{u} \right]^{\phi_{o}}$$
(8.6.3.2.)

Siendo:

P2 Carga dinámica (kN)

P<sub>0</sub> Carga estática (kN)

Mu Masas no suspendidas (kg)

2α Ángulo de salida (rad)

V Velocidad de circulación (m/s)

Kt Rigidez equivalente de la vía (MN/m)

Ct Amortiguación equivalente de la vía (kNs/m)

Mt Masa equivalente de la vía (kg)



Figura 8.66. Variación de la elasticidad vertical de la vía. Fuente: Anderson 2004

Otra razón para el cambio de tensiones en el sentido vertical sobre la vía, es el movimiento de la vía del tren sobre las traviesas (figura 8.66.), pues en este movimiento, cuando la rueda se encuentra sobre la traviesa no se produce el mismo descenso que cuando la rueda se encuentra entre dos traviesas.

Abogan por la influencia de la frecuencia de paso sobre las traviesas.

Se producirá el efecto de resonancia entre la frecuencia natural y la frecuencia de paso cuando la velocidad cumple el siguiente valor.

$$v = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_t}{m_w + m_t}}$$
(8.6.3.3.)

(8.6.3.4.)

Igualmente en 2006, López Pita, cuando desarrolla el capítulo de 'Solicitaciones verticales ejercidas por los vehículos sobre la vía', adapta los cálculos de Proud'homme para el cálculo de la frecuencia propia del sistema rueda carril.

Supone para el cálculo de la masa:

mt=m+mvia

Siendo:

m: 1,5 a 1,6 t para locomotoras

0,8 t para TGV ó AVE

mvia 0,18 a 0,24 t

Según se observa en la figura 8.67.



Figura 8.67. Frecuencia propia del sistema rueda- carril. Fuente: López Pita 2002

#### 8.6.4. Esfuerzos verticales sobre la vía

De toda la formulación desarrollada se puede deducir que a parte de la carga estática de la rueda, hay que tener en cuenta otros factores para concretar el esfuerzo vertical sobre la vía.

Se valora para este trabajo la incidencia de los diferentes parámetros en las cargas dinámicas transmitidas al carril, tomando como guión los estudios de Texeira en el 2004, reflejados en la figura 8.68. y adaptándolo al tramo en estudio.



Figura 8.68. Incidencia de los diferentes parámetros en las cargas máximas transmitidas al carril. Fuente: Texeira, 2004.

Los efectos dinámicos como se ha visto también se ven influenciados por la estructura de la vía.

Para este trabajo se incluye como uno más de los supuestos en la masa de vibración, además de las masas no suspendidas debidas al cuarto de boggie del vehículo Talgo, el peso de un metro de carril y media traviesa.

Tradicionalmente se ha afectado la carga estática de la rueda por un coeficiente de mayoración de cargas y se ha incluido el efecto de la magnitud del peso no suspendido por rueda del vehículo.

Este valor del coeficiente de mayoración dinámico es habitualmente superior a la unidad, alcanzándose un grado de dispersión en función de la formulación empleada.

Para el caso de vía de alta velocidad, con un estado de conservación bueno, como es la línea de alta velocidad en estudio, así como con velocidades cercanas a los 300 km/h, las magnitudes de las sobrecargas dinámicas las estudió Texeira en 2004, aplicando la formulación de Prud'homme para una rigidez de 50 KN/mm y vehículo TGV, para dos supuestos de vía de alta velocidad excelente y de buena calidad (b=0,5 y b=1). Se reflejan estos estudios en la figura 8.70.



Figura 8.70. Evolución de las sobrecargas dinámicas con la velocidad, Fuente: Texeira, 2004

Se observa como las sobrecargas producidas por las masas no suspendidas son más relevantes y estas son debidas a las irregularidades de la vía, como ya ha sido desarrollado.

Las sobrecargas debidas a las masas suspendidas no suponen variaciones significativas en la magnitud de las cargas dinámicas. Si se tiene en cuenta que el tramo en estudio, corresponde a una línea de alta velocidad ejecutada con elevada exigencia en cuanto a la fabricación de los carriles, las labores de enderezado y soldadura en fábrica, así como las labores de montaje en obra y mantenimiento preventivo de la vía ya en servicio, se ha supuesto para este trabajo que la calidad geométrica de la vía se mantiene a unos niveles aceptables, por lo que el parámetro que mayor influencia provocará en los esfuerzos dinámicos de la vía serán los debidos a cambios de rigidez vertical de la misma.

Por debajo de los 350 km/h no se producen por este factor fuertes modificaciones en la magnitud de las cargas dinámicas.

### 8.7. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA EMPLEADA PARA EL TRATAMIENTO Y ANÁLISIS DE LOS DATOS OBTENIDOS

De todo cuanto antecede, se deduce la necesidad de encontrar un valor deseable de la rigidez vertical de la vía. Se desarrolla en este apartado la metodología que se ha seguido para la cuantificación de la rigidez vertical en el tramo en estudio y su relación con la superestructura y la infraestructura, evaluando su variación en el sentido longitudinal del recorrido, para poder evaluar así en apartados posteriores estos resultados y a qué conclusiones nos deriva este estudio.

La vía aparte de cumplir los condicionantes geométricos correspondientes, debe cumplir las características necesarias de elasticidad y amortiguamiento. En la vía tradicional los carriles se fijan a las traviesas mediante sujeciones y es el balasto el que aporta las propiedades de elasticidad al conjunto. En el caso de la vía en placa, las sujeciones son elásticas pues son ellas las que proporcionan gran parte de la elasticidad que en el caso de la vía tradicional venía dada por el balasto. Las sujeciones tienen la función de evitar el movimiento longitudinal, lateral y de giro del carril, sujetando la base del patín del carril.

La elasticidad de las sujeciones es fundamental ya que si el conjunto fuera totalmente rígido en el sentido vertical, cualquier defecto en la vía originaría unos esfuerzos dinámicos muy altos entre la rueda y el carril que darían lugar a elevadas vibraciones y ruido.

En teoría, en una vía perfecta sólo debería haber esfuerzos verticales y la fuerza centrífuga en las curvas, pero en la práctica aparecen esfuerzos parásitos, que pueden llegar a ser importantísimos. Entre otros puede ser:

- El cambio en el ancho de vía debido a defectos de construcción o de mantenimiento.
- El propio juego de vía y el movimiento de lazo que lleva el material móvil en su rodadura, que hacen que el bogie pegue con las pestañas en las cabezas de los hilos.
- Posibles irregularidades en las alineaciones de la vía en planta o alzado.
- Las propias suspensiones del material móvil. El material móvil lleva dos suspensiones, la primaria y la secundaria, lo que produce giros, traslaciones y efectos estáticos y dinámicos en el tren que crean a su vez nuevos esfuerzos transversales y longitudinales que causan mayores deformaciones de la vía y el proceso se autoalimenta.

Dado el incremento de velocidades y tráficos, aumentando por tanto las cargas y las vibraciones sobre la vía, deben ser analizadas las posibilidades de mejora de adaptación

a las nuevas exigencias, estudiando el concepto de elasticidad, sobre todo la elasticidad vertical.

El comportamiento dinámico del sistema ferroviario, se puede dividir en dos grandes grupos:

- Las componentes debidas a las bajas frecuencias (0.5-1 Hz), que provocan unas aceleraciones en caja, tanto verticales como horizontales, que en principio son filtradas por la suspensión secundaria del vehículo y en la vía filtrada por el balasto.
- Las componentes debidas a las altas frecuencias (hasta 2000 Hz), que son las derivadas de las irregularidades en la vía o en la rueda. Deben ser filtradas por la suspensión primaria en los vehículos y por las placas de asiento en la vía.

Se puede considerar que son los efectos de las cargas dinámicas los que condicionan la respuesta del sistema ferroviario y son el balasto y las placas de asiento, los dos elementos flexibles esenciales en el comportamiento en este sentido. Por tanto resulta fundamental reducir el peso de los trenes, teniendo mayor importancia la reducción de las cargas no suspendidas ya que son las que tienen mayor incidencia en el deterioro de la geometría de la vía. Simultáneamente hay que construir vías con la menor rigidez posible, así como mantenerlas con una excelente calidad, reduciendo los defectos admisibles en los carriles, garantizando la calidad de las soldaduras, la utilización del a vía son la reducción de las solicitaciones verticales producidas por las masas no suspendidas y una disminución de la velocidad de vibración de las partículas de balasto, incrementándose la estabilidad del balasto y por tanto la estabilidad de la geometría de la vía. La bibliografía editada engloba como valores razonables un intervalo entre los 70- 110 KN/mm. Es importante igualmente, que estos valores de rigidez vertical deseada, mantengan una homogeneidad longitudinal a lo largo del recorrido.

La experiencia ha ratificado que no solamente la rigidez vertical de la vía es fundamental en el deterioro de la calidad geométrica, sino que su variación relativa, como sucede por ejemplo en pequeñas obras de fábrica o cuñas de transición, implica modificaciones importantes de la distribución de tensiones en el balasto y por tanto, son responsables de los asientos diferenciales en el mismo. Estos asientos activan vibraciones adicionales en el tren que a su vez causan cargas dinámicas incrementales realimentándose de esta manera el proceso de degradación de la geometría de la vía.

# 8.7.1. Fases de análisis

La transmisión de cargas, del vehículo - rueda al carril se producen según el esquema mostrado en la figura 8.71.



Figura 8.71. Esquema transmisión de carga. Fuente: Melis, 2011

La carga dinámica vertical de la rueda se compone de tres términos: carga estática, la sobrecarga debida a la fuerza centrífuga no compensada en las curvas y una sobrecarga dinámica debida a las cargas suspendidas y no suspendidas, siendo la influencia de éstas últimas la determinante, como expresó Prud'homme . En nuestro caso de estudio, la carga de rueda son 83.33 KN. Sobre esta carga de rueda, habrá que tener en cuenta el efecto dinámico de las masas no suspendidas

Seguidamente, para ayudar a identificar los cambios de rigidez global de la vía, se analizará la señal recibida por los acelerómetros colocados en la caja de grasa y despedazarla hasta conseguir identificar a qué se debe cada frecuencia dominante y en cada tramo.

Se obtendrán así unas frecuencias dominantes en cada tramo, que serán estudiadas, en función de la zona de estudio a la que representa y se caracterizará como representativa de ese tipo de infraestructura. Estos pasos, aunque laboriosos, ayudan a identificar los puntos conflictivos, donde se pueden estar recibiendo más de una información o señal dominante.

No se han filtrado los datos recibidos de los acelerómetros, para no eliminar ninguna punta o golpe de tren que pudiera ser analizada, con lo que se podría perder una idea real de su magnitud y por lo tanto sobre su origen. Se ha valorado y contrastado la caracterización que se le ha dado a cada tramo y que representa la rigidez vertical del mismo, dado que los cambios en las aceleraciones verticales en caja de grasa, están muy ligados a los cambios de rigidez vertical en la vía y se ha contrastado en todo momento el perfil longitudinal de infraestructura que representa.

Posteriormente con esta frecuencia de vibración de la masa no suspendida, se elabora la metodología para determinar la rigidez global característica de cada tramo y de esta forma deducir la rigidez bajo patín para poder determinar la rigidez de cada uno de los elementos que conforman la infraestructura. Se tendrá en cuenta la masa total no suspendida teniendo en cuenta la aportación del carril y traviesa en su caso.

# 8.7.2. Rigidez global de la vía

Según pasa el tiempo desde la entrada en servicio de una nueva infraestructura, con el paso de las circulaciones, la vía férrea se ve sometida a las cargas repetitivas originadas por el paso de las ruedas de los trenes y va sufriendo deformaciones plásticas crecientes hasta que con el tiempo se acomoda el sistema y se alcanza un régimen de verdadera elasticidad.

El parámetro principal para medir la elasticidad de la vía es la rigidez vertical, k, que se define como la relación entre la carga de la rueda en un punto dividida por el asiento vertical producido en ese punto. Este concepto, solo es válido para pequeñas deformaciones, como si se trabajase en un dominio viscoelástico.

El método simplificado de la viga continua apoyada en apoyos elásticos independientes fue desarrollado por el Profesor Dischinger en Alemania en 1942 durante la segunda guerra mundial y posteriormente por Unold. Como comenta el profesor Melis, probablemente este método fue desarrollado para los puentes de barcazas que utilizaba el ejército nazi durante sus invasiones en el cruce de los ríos, como el que existía en Sevilla en el siglo XII, el puente de las Barcas.

Este método fue desarrollado inicialmente por Unold y Dischinger, en el tratado "Die durchlaufende träger und rahmen auf elastisch senkbaren stützen" en enero 1942.

La siguiente referencia bibliográfica se encuentra en la monografía "Viga continua sobre apoyos elásticos" en el tratado de Geotecnia y Cimientos del Prof. Jiménez Salas, Tomo III, 1ª parte, capítulo 1.1.7, donde el profesor Carlos Lorente de Nó lo resume y describe en detalle según describe Melis (2008).

Posteriormente, en los textos del Prof. García Lomas de 1945 se estudiaban las soluciones para tres y cuatro vanos. La última referencia bibliográfica es la desarrollada por el profesor Melis, en los apuntes de Introducción a la Dinámica Vertical de la vía y a las Señales digitales en ferrocarriles en el año 2008.

De las referencias del profesor Melis (2008) se han extraído los principales puntos a desarrollar en este apartado.

En este método, la rigidez de los apoyos de las traviesas viene definida por el parámetro  $\delta$  que tiene unidades de longitud/fuerza, y representa la elasticidad del apoyo, la inversa de lo que se ha considerado rigidez K bajo carril.

De este parámetro  $\delta$  inverso de la k, Unold deduce el nuevo parámetro  $\lambda$  que Lorente de Nó denomina "característica de cedibilidad" de los apoyos y que está relacionado con  $\delta$  por la relación

$$\delta = \lambda \frac{L^3}{EI} \qquad \lambda = \delta \frac{EI}{L^3}$$

(8.7.2.1.)

Siendo El la rigidez del carril y L la longitud entre traviesas. El método de Lorente de Nó se basa en este parámetro  $\lambda$ . Como las dimensiones de la rigidez del carril (El) son N\*m2 y las de  $\delta$  son m/N, el parámetro  $\lambda$  es adimensional [(N\*m<sup>2</sup>)\*(m/N)]/(m<sup>3</sup>).

En este apartado se sigue el método Unold Dischinger - Lorente de Nó, según se desarrolla en los apuntes de dinámica vertical del profesor Melis. Allí se encuentra que la solución de esta viga continua sobre apoyos elásticos es exacta desde el punto de vista de la teoría de estructuras. En general se resuelve obteniendo en primer lugar el parámetro  $\lambda$  a partir de la rigidez de los apoyos, bien sea a partir de medidas en vía o de estimaciones. Una vez conocido  $\lambda$  se calculan las constantes p y q a partir de  $\lambda$  por las expresiones.

$$p = \sqrt{\frac{1+48\lambda}{3}}$$
  $q = \sqrt{\frac{4}{3}+2p}$  (8.7.2.2.)

De estos valores p y q deduce Lorente de Nó a continuación los parámetros llamados "a" y "b" para obtener la relación de recurrencia de los esfuerzos en los tramos contiguos, supuestos descargados. Las expresiones son:

$$a = \frac{2 (p-1)}{1+p+q} \qquad b = \frac{1+p-q}{1+p+q}$$
(8.7.2.3.)

Y con estas constantes pueden obtenerse todas las reacciones en las traviesas y los momentos flectores en cualquier punto del carril, en el tramo cargado y en todos los demás, que se suponen descargados. De las reacciones de la traviesas se obtiene su descenso.

Por ser todas las hipótesis elásticas para distintas cargas situadas en posiciones distintas se obtienen los esfuerzos y descensos por superposición.

Se exponen los distintos supuestos de situación de la carga en la 'viga' y su formulación correspondiente.

#### 8.7.2.1. Carga aislada en un tramo entre dos traviesas



Figura 8.73. Rueda dentro de un vano de un carril. Fuente: Melis, 2008

Para una carga puntual situada en un vano a distancia adimensional  $\xi$  del apoyo A, como el esquema que puede verse en la figura 8.73, desde el que se mide y a la distancia  $\xi'$  = 1- $\xi$  del otro apoyo B, la expresión de las reacciones R<sub>A</sub> y R<sub>B</sub> en los apoyos son:

$$R_{Ao} = \frac{P}{3pq} \left[ 1 + 3p - 6 \xi^{2} + \frac{4(1+q)}{1+p+q} \xi^{3} \right]$$
$$R_{Bo} = \frac{P}{3pq} \left[ 1 + 3p - 6 \xi'^{2} + \frac{4(1+q)}{1+p+q} \xi'^{3} \right]$$
(8.7.2.4.)

Los descensos en los apoyos A y B se obtienen también a partir de la cedibilidad  $\lambda$  o rigidez de los apoyos  $\delta$ , que son datos del problema. Conocida la rigidez  $\delta$  (m/N) el descenso  $\eta$  del apoyo A viene dado por  $\eta_A = \delta R_A$ , y resultan las expresiones:

$$\eta_{A} = \delta R_{Ao} = \lambda \frac{L^{3}}{EI} R_{Ao} = \frac{Q \lambda L^{3}}{3 EI p q} \left[ 1 + 3p - 6 \xi^{2} + \frac{4(1+q)}{1+p+q} \xi^{3} \right]$$
$$\eta_{B} = \frac{Q \lambda L^{3}}{3 EI p q} \left[ 1 + 3p - 6 \xi'^{2} + \frac{4(1+q)}{1+p+q} \xi'^{3} \right]$$
(8.7.2.5.)

Y los momentos flectores en los apoyos son:

$$M_{Ao} = \frac{QL}{12pq} \Big[ 3p^2 - 1 - 6pq\xi + 6(1+p)\xi^2 - 4\xi^3 \Big]$$
$$M_{Bo} = \frac{QL}{12pq} \Big[ 3p^2 - 1 - 6pq\xi' + 6(1+p)\xi'^2 - 4\xi'^3 \Big]$$
(8.7.2.6.)

#### 8.7.2.2. Carga encima de un apoyo, caso de la rueda sobre una traviesa



Figura 8.74. Rueda sobre una traviesa. Fuente: Melis, 2012

En este caso  $\xi = 0$ , según el esquema representado en la figura 8.74 y las expresiones resultan

$$M_{Ao} = \frac{3p^2 - 1}{12pq} QL \qquad \qquad R_{Ao} = \frac{1 + 3p}{3pq} Q$$
(8.7.2.7.)

En los apoyos contiguos la reacción y el momento resultan

$$M_{A1} = \frac{(1+p-q)(p-q-1)}{4pq} QL$$

$$R_{A1} = \frac{1+p-q}{1+p+q} \cdot \frac{7+3p+6q}{3pq} Q$$

(8.7.2.8.)

Para los siguientes tramos, si se suponen descargados, se recurre a la siguiente relación de recurrencia:

$$M_{n+2} = aM_{n+1} - bM_n$$
  

$$R_{n+2} = aR_{n+1} - bR_n$$
  

$$\eta_{n+2} = a\eta_{n+1} - b\eta_n$$
  
(8.7.2.9.)

La rigidez global, por tanto, depende de la rigidez de cada uno de los componentes, suponiendo que todo funciona como un sistema elástico en serie.

Un incremento en la rigidez de la placa provocaría un aumento en la rigidez del soporte del carril, que incrementaría las sobrecargas dinámicas debido a las masas no suspendidas, aumentando la velocidad de deterioro de la vía.

Sin embargo, un valor bajo de la rigidez provocaría un hundimiento excesivo de la vía, con una importante elevación de la tensión en la misma.

Muchos son los estudios y la bibliografía que tratan sobre la idoneidad de encontrar un valor óptimo de la rigidez vertical.

Igualmente importante será acotar dicho valor nominal, tanto superior como inferiormente, así como conseguir su continuidad en el recorrido.

### 8.7.3. Análisis de frecuencias de vibración de las masas no suspendidas

Para esta fase del trabajo se obtienen de los datos de auscultación en cada una de las coordenadas seleccionadas del tramo de estudio, la transformada rápida de Fourier a través del programa Matlab. Representando en gráficos los resultados de las distintas zonas de cada uno de ellos, se puede deducir una frecuencia dominante característica para esa coordenada para cada uno de los elementos estudiados. Esta frecuencia dominante se descubre claramente en los gráficos que se adjuntan en el siguiente apartado correspondiente a los resultados.

Una vez obtenida esta frecuencia dominante se toma como la frecuencia natural de vibración del eje, por lo que se puede deducir la frecuencia propia de la masa vibrante no suspendida que viene definida por la siguiente expresión:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}}$$
(8.7.3.1.)

Ya se ha visto como esta fórmula sencilla de una sola masa es suficientemente exacta para este estudio.

Como se conoce la masa no suspendida y la frecuencia natural de vibración se puede obtener la rigidez global con carril característica de esa coordenada, de cada uno de los elementos en los que ha sido subdividido el tramo de estudio ya sea terraplén, viaducto o túnel.

Se tiene en cuenta la masa no suspendida el porcentaje de aportación a la vibración del carril y traviesa en su caso.

Se obtiene así la rigidez global de la vía con carril despejando en la expresión anterior, y conocida la carga de rueda de 83 KN, con la rigidez global obtenida anteriormente se obtiene el descenso de cabeza de carril. La rigidez vertical global de la vía se mide y define dividiendo la carga total aplicada en el carril en un punto de la vía por el descenso del carril en el mismo punto.

Con este descenso y rigidez global en su caso, se contrasta la bondad del resultado de la metodología propuesta contrastando el resultado con datos medidos en tramos de ensayo o en vías de alta velocidad españolas en circulación comercial. Se puede valorar así que son correctos y coherentes con los descensos y rigideces medidos y publicados en la bibliografía y ya comentados.

Con esta rigidez global con carril UIC-60 y este descenso se calcula la rigidez vertical de los apoyos, esto es la rigidez global bajo patín por Unold.

Tomando el proceso iterativo que describe el profesor Melis, en su libro de dinámica vertical de la vía, se han elaborado unas tablas de cálculo para realizar el proceso iterativo. Se toma un valor inicial cualquiera estimado de  $\lambda$ , se calculan p y q por las expresiones anteriores, se calcula con ellos la carga que llega a la traviesa (que suele ser del orden del 30% en los casos usuales para carril UIC60 y traviesas a 0.6 m) por la expresión anterior de R<sub>A0</sub> y con esta carga o reacción se calcula el descenso  $\eta = \delta$  R<sub>A0</sub> y de la traviesa.

Este descenso  $\eta$  se calcula obteniendo la rigidez  $\delta$  del apoyo a partir de la  $\lambda$  estimada por medio de la expresión  $\delta = \lambda L^3/EI$ . Naturalmente este descenso en la primera iteración no coincidirá con el realmente medido y hay que proceder por tanteos con la expresión anterior variando  $\lambda$  hasta obtener el descenso real medido en la vía. En pocos tanteos con la hoja de cálculo se llega al valor de  $\lambda$  que da el descenso medido. Con este valor de  $\lambda$  se calculan p y q y con estos ya pueden obtenerse las reacciones, descensos y momentos en cualquier traviesa o punto del carril.

Se estima un	valor inicial de	
lambda λ 0,94	4	
Se calcula del	Ita	$\sim L^3$
		$\delta = \lambda \frac{1}{EI}$
L <sup>3</sup>	0,216	m <sup>3</sup>
L <sup>3</sup> /EI	3,3613E-08	m/N
δ	3,1597E-08	m/N
<b>D</b> 1+	-3p	
$R_0 = \frac{1}{3}$	pq Q	
$p = \sqrt{\frac{1+q}{2}}$	$\frac{48\lambda}{3}$	$q = \sqrt{\frac{4}{3} + 2p}$
р. ,	3,9209	γ 3
r O	3.0290	
Ч	0,0200	
1+3p	12,7627	
Зрq	35,6296	
cociente	0,3582	
Ro	29.731	Ν
$z = d^*R_0$	0,00093939	97 m
	0,94	mm

R₀=29,731 KN:

El carril absorbe gran parte de la carga por flexión y se puede comprobar el porcentaje de la carga que se reduce, desde las 83.33 KN que transmite la rueda a la reacción bajo patín que corresponda.

Tomando el modelo de una masa y con el dato de rigidez global de la vía y para una primera aproximación, se deduce un valor razonable estimado de rigidez vertical global bajo patín.

Esta rigidez global bajo patín será la suma de las rigideces de cada uno de los elementos que, actuando como muelles independientes, aportan la elasticidad al conjunto, por lo que los cálculos siguen considerando las rigideces verticales de cada uno de los resortes en serie que la forman.

Como un dato más de entrada en la validación y contraste de la metodología seguida para el cálculo de las rigidez de cada uno de los elementos constituyentes de la superestructura de la vía, a partir de los datos de la auscultación dinámica realizada para la presente tesis, parece relevante tomar las conclusiones obtenidas a raíz de los ensayos realizados para el estudio de los cambios de rigidez de vía que se producen en una zona de transición entre viaducto y vía plena realizados por el CEDEX entre los años 2006 y 2009. Estos ensayos se han incluido en el artículo de A. Tijera et al, 'Variaciones de rigidez de vía en zonas de transición'.

El ensayo ha consistido en tres campañas de medidas tomadas en unas zonas de transición escogidas en la Línea de Alta Velocidad Madrid- Barcelona- frontera francesa.

En estas campañas se instrumentaron distintas secciones de transición y se analizaron los cambios de rigidez vertical entre ellas al paso del tráfico ferroviario.

La metodología llevada a cabo descrita en el artículo referenciado, consistía en instrumentar seis secciones transversales para comparar el comportamiento de los bloques técnicos que forman las zonas de transición seleccionadas.

A paso del tráfico ferroviario se midió el movimiento absoluto del carril así como las cargas, inducidas por el tráfico.

El cociente entre las cargas y las deflexiones generadas en el carril proporciona los valores de rigidez de la vía.

En estos ensayos se determina la deflexión del carril por dos métodos distintos, con medidas directas mediante un dispositivo láser y con medidas Indirectas a partir de la integración de señales de geófonos de 2 Hz instalados en el carril.

No se desarrolla en esta tesis la metodología del ensayo pues es descrita de forma extensa en el artículo referenciado, pero sí dándola como válida, se ha revisado la aportación en cuanto a rigideces verticales desarrollan para una sección y un tráfico de alta velocidad objetivo de desarrollo de este trabajo.

En el artículo se desarrollan varias campañas de toma de datos en vía calculando las deflexiones del carril y las cargas inducidas sobre éste al paso del tren.

Igualmente se establecen en estos ensayos, las rigideces globales, para estos puntos de control que se han seleccionado.

		-	
SECCIÓN	P.K.	DISTANCIA RELATIVA	ZONA DE CONTROL
S1	463+080.20	4.60m de la junta estructural	Interfaz hormigón suelo
S2	463+073.00	7.20 m desde S1	Material granular QS3 sobre material tratado con cemento
S3	463+065.00	7.80 m desde S2	Desaparición del uso de suelas bajo traviesa
S4S3'	463+063.00	9.60 m desde S2	Material granular QS3
S4	463+055.00	8.40 m dese S3	Terraplén sobre material granular QS3
S5	463+031.60	23.40 m desde S4	Terraplén

Tiene interés y por esto se aporta en este trabajo, la disposición de los puntos de control dispuestos en estos ensayos. Se reflejan estos datos en la tabla 8.9.

Tabla 8.9. Identificación y situación de las secciones planteadas. Fuente: CEDEX (2012)

Se desarrolla a la lo largo del artículo la instrumentación y metodología, así como las campañas de datos llevadas a cabo. No se desarrolla en este trabajo aceptándolas como válidas y centrándonos en las conclusiones que han obtenido en estos estudios:

 En las zonas del bloque técnico y vía plena, las rigideces de vía obtenidas se encuentran dentro del rango que va de 110 KN/mm a 140 KN/mm, con una variación máxima del orden del 10% entre traviesas consecutivas en la vía recién bateada y del 20% una vez consolidada.
• Se han detectado mayores cargas y deflexiones de carril al pasar el tren de la zona más blanda a la más dura.

Se ha podido comprobar con la metodología desarrollada en esta tesis, que se obtienen valores similares de rigidez global en vía plena, que aunque se desarrolla en detalle en el apartado correspondiente de resultados, se presenta a continuación uno de los tramos estudiados.

Igualmente, teniendo en cuenta las condiciones dinámicas del sistema, se contrastan los resultados de rigidez dinámica de la sujeción, para las zonas de vía en placa, donde la elasticidad del sistema es aportado en su práctica totalidad por la sujeción.

# 8.7.4. Rigidez de cada uno de los elementos de la superestructura

Para establecer un modelo dinámico es necesario establecer valores a los parámetros de la infraestructura y superestructura, aceptando para ello un determinado comportamiento homogéneo de sus componentes.

Sin embargo, todavía no hay mucha bibliografía documentada respecto a las características dinámicas de la vía así como de los componentes del emparrillado de vía, esto es, sujeciones, placas de asiento y balasto.

Para validar la bondad de la metodología propuesta en esta tesis, para la determinación de la rigidez característica de la vía a través de la medición de las aceleraciones verticales en caja de grasa, se han calibrado los resultados obtenidos con distintos estudios e investigaciones llevadas a cabo en las líneas de alta velocidad españolas, en función de las distintas tipologías de vía que se han montado en el tramo de alta velocidad Madrid- Valencia, descritas en el capítulo 3.

Se recuerda que esta línea ha sido diseñada en su mayor parte con superestructura sobre balasto, salvo en los túneles con una longitud superior al kilómetro y medio y en el viaducto del Turia, donde se han instalado distintas tipologías de vía en placa. Las distintas tipologías de vía en placa del tramo son:

- Vía en placa tipo Rheda.
- Vía en placa tipo OBB sobre losa in situ.
- Vía en placa con bloques prefabricados AFTRAV.

En las zonas de transición entre obras de fábrica y terraplenes se han instalado elastómeros bajo traviesas para conseguir una graduación de la elasticidad en el conjunto.

Los valores del comportamiento elástico de la vía y de sus componentes se contrastan así con datos de distintas experiencias en la vía o en laboratorio, de distintos estudios o investigaciones, que son ampliamente referenciados en este trabajo.

## 8.7.4.1. Estudios elásticos de vía sobre balasto del Cedex

Parte de las investigaciones que han sido llevadas a cabo en los últimos años en el laboratorio del Cedex sobre el comportamiento a corto y largo plazo de las vías sobre balasto de líneas de alta velocidad españolas, han sido publicados en el Boletín de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica Nº 170.

- 'Ensayos de laboratorio a escala 1:1 en el CEDEX para determinar el comportamiento a corto y largo plazo de líneas de alta velocidad', Vicente Cuellar et al (2012).
- 'Variaciones de rigidez de vía en zonas de transición', Ángel Tijera et al (2012)

• 'Análisis estadístico de cargas dinámicas para el estudio de la fatiga de una línea de alta velocidad con tráfico mixto', Juan L. Cámara et al (2012).

La gran mayoría de los resultados de estas investigaciones han servido para contrastar la bondad de la metodología propuesta con datos de laboratorio y de campo que validan los datos propuestos como característicos en esta tesis.

#### 8.7.4.1.1. Rigidez global de la vía sobre balasto

En este primer artículo referenciado se han plasmado los resultados obtenidos de los ensayos en los que se han simulado dos secciones de vía de alta velocidad a escala 1:1, en el mencionado cajón de ensayos del CEDEX (figura 8.75.).

Esto se ha realizado con modelos físicos de 21 m de longitud, 4 m de altura y 5 m de anchura.

La sección instrumentada y ensayada, es la sección habitual construida con subbalasto granular como práctica habitual en las secciones de alta velocidad española. La singularidad añadida en este artículo, aunque no es de aplicación a este trabajo, es que otras de las secciones instrumentadas y estudiadas han sido construidas con subbalasto bituminoso.

Ambas secciones han sido sometidas a millones de cargas por eje durante el proceso, simulando de forma acelerada un tráfico de trenes de pasajeros circulando a velocidades comprendidas entre 300 y 360 km/h.



Figura 8.75 Vista superior del cajón de ensayos del CEDEX. Fuente: Cedex, 2012

El gran número de sensores utilizados en este ensayo, así como el grado de precisión de cada uno de ellos garantiza la calibración de los modelos numéricos en diferencias finitas y elemento finitos utilizados, con los que se han extrapolado los resultados obtenidos en el Cajón del Cedex.

Se comprueba que el sistema de carga utilizado en el ensayo es análogo a las cargas que las circulaciones ferroviarias transmiten a la superestructura e infraestructura, que ha sido sometido a estudio para este trabajo.

La ausencia de una formulación teórica que permita predecir el comportamiento a largo plazo de secciones de vía, se consigue este efecto con la simulación del tráfico ferroviario que se consigue en el cajón de ensayos determinando así experimentalmente dicho comportamiento.

Se realizan 20 ensayos de fatiga, aplicando en cada uno de ellos 1 millón de de cargas por eje. En los 12 primeros ensayos se ensayaron tres modelos distintos de vía sometiendo cada uno de ellos a cuatro ensayos de fatiga con tráfico de trenes de pasajeros (17 t/eje a 300 km/h). En los 8 últimos ensayos, dos de los modelos anteriormente ensayados se sometieron de nuevo a cuatro ensayos de fatiga cada uno, esta vez con tráfico de trenes de mercancías (22,5 t/eje a 120 km/h los dos primeros y 25 t/eje a 120 km/h los dos últimos).

La importancia que se destaca de estos trabajos es que todos los resultados obtenidos en los modelos físicos, se han validado con datos registrados en dos tramos de una vía real de alta velocidad con las mismas geometrías y estructuras de capas que en la célula de ensayos (figuras 8.76 y 8.77.).



Figura 8.76: Detalle sección tipo con subbalasto granular. Fuente: ADIF 2012



Figura 8.77. Detalle sección tipo con subbalasto granular. Fuente: ADIF 2012

Se presentan a continuación en las figuras 8.78. y 8.79., dos momentos de la ejecución del tramo de pruebas donde fueron validados los ensayos en obra del cajón del CEDEX.



Figura 8.78. Ejecución del tramo de ensayo.



Figura 8.79 Tramo de Obra.

Dada la importancia de aplicación a este trabajo, se describe someramente la célula de ensayos del CEDEX y las similitudes con el caso estudiado, para este trabajo, valorando así el grado de aprovechamiento de los datos aportados por este estudio.

La célula de ensayos del CEDEX está constituida por un cajón experimental de 21 m de longitud, 5 m de anchura y 4 m de profundidad, como ya ha sido comentado. Consta de nueve marcos metálicos distribuidos en tres zonas diferentes, Zona 0, Zona 1 y Zona 2. En cada zona dan soporte a un sistema móvil de reacción constituido por tres grandes vigas horizontales equipadas, cada una de ellas, con un actuador dinámico denominados A, B y C, de 250 kN de capacidad cada uno y frecuencias de hasta 50 Hz, como puede verse en la figura 8.80.

Estos actuadores se controlan, o bien cada uno de ellos independientemente o bien todos ellos a la vez, mediante un sistema digital que dirige un sistema hidráulico de aceite provisto de serviválvulas de tres etapas que funcionan con un caudal de 1800 litros por minuto y una presión de 210 atmósferas.

Se ha estudiado que la frecuencia natural de la estructura de reacción esté lejos de las frecuencias de paso de los bogies y ejes de carga de los trenes de alta velocidad circulando a velocidades de hasta 400 Km./h, Manzanas et al. (2007).



Figura 8.80. Instrumentación utilizada

Dadas las dimensiones del cajón, garantizan los autores del estudio que no se han detectado efectos significativos de sus contornos (que no son completamente rígidos) en los estudios de elementos finitos realizados para determinar su influencia tanto en el comportamiento estático como dinámico de la vía. Queda sí modelizado y contrastado el comportamiento estático y dinámico de vías plenas en líneas de alta velocidad.

En la siguiente tabla, se muestra un resumen con los datos más representativos de los ensayos estáticos realizados durante los ensayos de fatiga con trenes de pasajeros y mercancías llevados a cabo en cada uno de los modelos físicos, que con la nomenclatura que ha definido su autor es:

- Modelo físico 1, vía con 0.30 metros de subbalasto granular. Sección equivalente al tramo estudiado Madrid- Valencia.
- Modelo físico 2: Sección con 0.08 metros de subbalasto bituminoso.
- Modelo físico 3: Sección con 0.12 metros de subbalasto bituminoso.
- Modelo físico 4: Sección con 0.16 metros de subbalasto bituminoso.

Se pueden ver en la tabla 8.10., los datos obtenidos de rigidez global de vía sin carril, obtenidos a lo largo de cada ensayo de fatiga. A continuación los porcentajes con que cada capa de asiento ha contribuido a la deflexión total de la vía que será analizada en el siguiente apartado, valorando la aportación elástica de cada uno de los componentes del emparrillado de vía.

Tipo de tren utilizado velocidad de paso simulada carga máx. en los estáticos	Pasajeros 300 km/h 17 ton		Mercancías 120 km/h 22,5 y 25 ton			
Modelo físico del cajón	<b>1</b> <sup>(1)</sup>	2 <sup>(2)</sup>	3 <sup>(3)</sup>	<b>4</b> <sup>(4)</sup>	2 <sup>(2)</sup>	<b>3</b> <sup>(3)</sup>
Rigidez de vía (KN/mm)	100	121	125	118	130	140
Placa de asiento (%)	25	35	32	34	40	39
Balasto (%)	45	43	45	41	38	43
Subbalasto (%)	15	2	3	4	2	3
Capa de forma (%)		7			5	
Terraplén (%)	15	13	20	21	15	15

(1) Vía con 0.30 m de subbalasto granular

- (2) Vía con 0.08 m de subbalasto bituminoso
- (3) Vía con 0.12 m de subbalasto bituminoso
- (4) Vía con 0.15 m de subbalasto bituminoso

Tabla 8.10. Resultado de los ensayos estáticos realizados durante los ensayos de fatiga. Fuente: Cedex, 2012.

Se tiene un primer dato de calibración de rigidez global de la vía con carril de 100 KN/mm.

También se ha estudiado en profundidad los trabajos realizados por el Cedex para el estudio de los cambios de rigidez de vía que se producen entre las zonas de obra de fábrica y vía plena. Presenta Tijera et al (2012), los resultados análisis y conclusiones que se desprenden de tres campañas de medida realizadas entre los años 2007 y 2008, en las que se instrumentó el bloque del estribo número uno de viaducto Borges Blanques, localizado en el punto kilométrico 463+169 de la Línea de Alta Velocidad Madrid-Valencia.

En este estudio establecen las variaciones de rigidez vertical de vía a través de la medición de las cargas de rueda y de las deflexiones del carril, en distintas secciones del bloque técnico, desde la vía plena sobre balasto granular, sección que nos interesa, hasta la sección sobre el mencionado viaducto.

En este estudio determinan la rigidez global de la vía sobre balasto, que según los autores se encuentra dentro del rango de variación de 110 KN/mm a 140 KN/mm, como se muestra en la tabla 8.11.

Posición en vía				
T85 - T86	T86 – T87	T87 – T88	T88 – T89	T91 – T92
145	137	140	140	143

Tabla 8.11. Valores representativos de rigidez de vía en KN/mm obtenidos para la vía 2 en la sección S5 a partir del paso de trenes ALVIA en la campaña de mayo de 2007.

Otra conclusión interesante que aquí se plasma, aunque no es de aplicación en la presente tesis, pero por su carácter divulgativo se incluye es que no se encontraron

diferencias significativas en la medición de rigidez vertical de la vía, calculados en la campaña realizada con trenes AVE S-103 que circulan a 300 km/h y la campaña llevada a cabo con trenes ALVIA, que circulan a 200 Km/h.

#### 8.7.4.1.2. Elasticidad de los componentes de la superestructura

En el estado de la superestructura de la vía férrea, es un elemento fundamental el estado en que se encuentren las placas de asiento que se colocan entre los carriles de acero y las traviesas de hormigón.

Para poder determinar en qué porcentaje aportan elasticidad las placas de asiento al conjunto de la superestructura, además de tener en cuenta el valor de rigidez de las placas de asiento dado por los fabricantes es fundamental el comportamiento dinámico de las placas de asiento en condiciones de explotación.

Para establecer condiciones dinámicas y reales del comportamiento de las placas de asiento que se han instalado en las secciones de vía sobre balasto, se han empleado los resultados obtenidos por V. Cuéllar, F. Navarro, M. A. Andreu, J. L. Cámara, F. González, M. Rodríguez, A. Núñez, P. González, J. Navarro y R. Rodríguez, en los trabajos del CEDEX llevados a cabo en el cajón de ensayos del CEDEX (figura 8.81.), publicados en el artículo "Ensayos de laboratorio a escala 1:1 en el CEDEX para determinar el comportamiento a corto y largo plazo de líneas de alta velocidad".



Figura 8.81. Cajón de ensayos del CEDEX. Fuente: Cedex, 2012.

De este artículo se extraen las conclusiones obtenidas respecto al comportamiento estático y dinámico de cada una de los elementos que componen la superestructura, como las capas que constituyen la sección estructural de una vía de alta velocidad española.

- Asientos (%) de cada capa:
  - o Placa de asiento: 25%
  - o Balasto: 45%
  - o Subbalasto: 15%
  - Capa de forma+terraplén: 15%

A partir de aquí. Los cálculos que se realizan son:

u: módulo de vía (MN/m)= 
$$\frac{K^{4/3}}{(64EI)^{1/3}}$$
=62,45 MN/m<sup>2</sup>

Siendo:

EI: 6,4155MNm<sup>2</sup>)

Se comprueba el porcentaje de la carga que se transmite a la traviesa:

La constante de cada muelle:

Placa: 
$$k_{placa} = \frac{37,47}{0,25} = 149,88KN / mm$$
  
Balasto:  $k_{balasto} = \frac{37,47}{0,45} = 83,266KN / mm$   
Subbalasto:  $k_{subbalasto} = \frac{37,47}{0,15} = 249,88KN / mm$   
Capa de forma+terraplén:  $k_{capa \ forma+terraplen} = \frac{37,47}{0,15} = 249,88KN / mm$ 

Como resultado se han obtenido ese descenso de 1 mm y también algunos valores de la rigidez del balasto y plataforma. Como para el cálculo se ha utilizado el método de Zimmermann y este método exige varias simplificaciones, hay que tratar esos resultados con mucha precaución. Parece elevado el dato de rigidización de la placa de asiento en el entorno de los 150 KN/mm, sin haber podido contrastar en la bibliografía publicada al respecto este coeficiente de mayoración del cincuenta por ciento, por lo que es tratado con precaución.

De todo ello, se observa cierta rigidización de las placas de asiento bajo comportamiento dinámico en condiciones atmosféricas y de carga reales, por lo que para el desarrollo de este trabajo, se toma el valor de rigidez 'real' de 150 KN/mm, para considerar la rigidez de este elemento de la superestructura, dentro del sistema de muelles, bajo el que se considera está trabajando como un sistema elástico el conjunto de la superestructura.

#### 8.7.4.2. Comportamiento estático de placas de asiento

En este apartado se recogen los ensayos realizados en el laboratorio de materiales de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, cuya colaboración ha sido fundamental en el desarrollo de esta tesis.

Gracias el apoyo del profesor Andrés Valiente se llevan a cabo los ensayos en el laboratorio de materiales (figura 8.82.) para la medición de la rigidez estática de las placas de asiento, que se han colocado en la vía en placa Rheda 2000 de alta velocidad Madrid- Valencia.



Figura 8.82. Laboratorio de materiales ETSICCP

Se han ensayado bajo las cargas a las que en la práctica se ven sometidas las vías de alta velocidad, al paso de las circulaciones en estudio, simulando en el dispositivo de carga los 83 KN que suponen la carga de rueda del material móvil.

La vía en placa tipo Rheda 2000 dispone en su configuración de conjunto de dos placas de asiento:

- La placa de asiento ZW 692, colocada bajo el patín, cuya rigidez vertical es 450 KN/mm, por lo que se puede considerar una placa muy rígida, (figura 8.83.).
- La placa elástica colocada Sylodyn Zwp 104 NT con una rigidez elástica aproximada de 22,5 KN/mm. (figura 8.84.).



Figura 8.83. Placa de asiento Rheda. Rigidez 22,5 KN/mm



Figura 8.84. Placa de asiento Rheda. Rigidez 450,0 KN/mm

Con los datos teóricos del fabricante, teniendo en cuenta las rigideces de ambas placas y considerando que ambas funcionan como un sistema en serie como ya ha sido desarrollado, se mide (figura 8.85.) una rigidez global del sistema de la sujeción de:



Figura 8.85. Dispositivo de carga



Leyenda

- 1 Placa metálica
- Placa superior de distribución de la carga
   Placa de asiento sometida a ensayo

Figura 8.86. Disposición del ensayo para las placas de asiento de carril.

Como Norma de referencia, para el desarrollo de este ensayo, se ha tomado la UNE-EN 13146-9:2011+A1 'Aplicaciones ferroviarias. Vía. Métodos de ensayo de los sistemas de fijación. Parte 9: Determinación de la rigidez'.

Los principios de este ensayo están dirigidos a medir el desplazamiento del pad de asiento que está siendo sometido a ensayo, al aplicar una fuerza perpendicular, sobre la misma (figura 8.86). Se aplica una fuerza cíclica (figura 8.87.), perpendicular a la placa de asiento de ensayo, por medio del accionador y los equipos de medición del desplazamiento (figura 8.88.) de la placa colocados alrededor del perímetro de la misma, miden a intervalos iguales.



Figura 8.87. Proceso de medida



Figura 8.88. Detalle de extensómetros

La fuerza actuante en este ensayo, es la carga que transmite el tren Talgo S- 112, al circular sobre la vía, repitiéndose los ciclos de carga y descarga (figura 8.89.). Se ha realizado el ensayo a dos velocidades distintas de carga, de 200mm/minuto y 0,5 mm/minuto.



Figura 8.89 Ciclos de carga y descarga



Los resultados obtenidos en estos ensayos se muestran en el gráfico de la figura 8.90.

Figura 8.90. Relación Fuerza aplicada y deformación(V<sub>1</sub>).

Cambiando la velocidad del accionador se tienen los resultados representados en la figura 8.91.



Figura 8.91. Relación Fuerza aplicada y deformación (v<sub>2</sub>).

Los resultados obtenidos se adjuntan en la tabla 8.12.

Tiempo (s)	Fuerza (kN)	Fuerza (kN) CORREGIDO	Extensómetro (micras)	Extensómetro DIFERENCIA (micras)	Extensómetro DIFERENCIA (mm)
1 267	0 7001001	0.0201001	6072 284	0	0
563 367	-0,7901001	-0,9501001	2341 5158	-3731 7682	-3 7317682
1101,867	-0,93261719	-1,07261719	5990,5542	-82,7298	-0,0827298
1638,867	-82,925568	-83,065568	2340,3687	-3732,9153	-3,7329153
2181,867	-0,89416504	-1,03416504	5982,569	-90,715	-0,090715

Tabla 8.12. Relación Fuerza aplicada y deformación.

Con los datos de rigidez del fabricante se tendrían los siguientes resultados:

PAD 1	450 KN/mm	0,002222222	
PAD 2	22,5 KN/mm	0,04444444	
PAD GLOBAL		0,046666667	21,429 KN/mm
CARGA TREN	83 KN	3,873 mm	Descenso teórico

Los descensos teóricos dados por el fabricante de asiento, serían 3,873 mm para la carga de rueda del tren Talgo en estudio, obteniendo en el ensayo en la prensa 3,73 mm, algo inferior al resultado teórico pero muy cercano, con una diferencia despreciable. Incluso, como se muestra en la tabla 8.13., cuando se aumenta la velocidad de carga el resultado es similar al esperado, pero algo inferior, con un descenso de 3.6 mm.

Sec. 18	1.1.1.1.1.1	Fuerza (kN)	Extensómetro	Extensómetro
Tiempo (s)	Fuerza (kN)	CORREGIDO	(micras)	DIFERENCIA
0,051	-0,9312439	-1,0712439	5980,4691	0
16,402	-83,194122	-83,334122	2431,4276	-3,549
29,002	-3,0519104	-3,1919104	5718,2468	-0,262
40,927	-83,632507	-83,772507	2413,6307	-3,567
60,952	-4,3759155	-4,5159155	5620,0549	-0,36



El descenso de las placas de asiento, bajo la carga por rueda es menor que el descenso nominal dado por la rigidez teórica del fabricante, en condiciones estáticas y condiciones de laboratorio.

### 8.7.4.3. Comportamiento dinámico de placas de asiento

La información que en este apartado se desarrolla, respecto al comportamiento dinámico de las placas de asiento, ha sido elaborada por la universidad de Cantabria, a través del Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales y recogida en los siguientes artículos:

- 'Comportamiento dinámico de placas de asiento de sujeción de vía de ferrocarril' de I. A. Carrascal, J. A. Casado, J.A. Polanco y F. Gutiérrez-Solana.
- 'Efecto envejecimiento de placas de asiento de carril inyectadas con TPE en la elasticidad de la vía para alta velocidad', de I. A. Carrascal, J. A. Casado, J.A. Polanco y F. Gutiérrez-Solana.
- 'Comportamiento en fatiga de sujeciones de vía de ferrocarril', de I. A. Carrascal, J. A. Casado y J.A. Polanco.

Bajo condiciones de uso, donde las placas se ven sometidas a cambios ambientales de humedad y temperaturas, así como a la acción de las cargas dinámicas del vehículo ferroviario sobre la vía, es habitual que cambien las condiciones de contorno a las que se ve sometido el material, dándose un amplio rango de temperaturas que provocan el desgaste y endurecimiento de las placas de asiento.

En este proceso también influyen los esfuerzos mecánicos de carácter continuado, como son los esfuerzos del tráfico ferroviario en este caso. Este desgaste y endurecimiento es debido fundamentalmente a la naturaleza del material junto a los condicionantes ambientales de temperatura, humedad y procesos de carga cíclica sobre ellas aplicados.

Cuando se ha realizado el estudio del comportamiento dinámico de las placas de asiento por la Universidad de Oviedo, se ha realizado a base de medidas de la evolución de la

rigidez de las placas, tanto estática como dinámica, así como de parámetros energéticos asociados, que establecen un índice del grado de deterioro acusado por las mismas.

En este trabajo se ha comprobado cómo afectan distintas variables, presentes en las condiciones de vida útil de la superestructura, utilizando las placas de asiento PAE- 1 (UIC 54) y PAE- 2 (UIC 60).

Sobre ellas se aplican las cargas mediante un dispositivo que simula las condiciones de trabajo reales sustituyendo la traviesa por un soporte de acero de dimensiones 162x165 mm. , aplicando la carga por medio de un cupón de carril, dotado una rótula que asegura la verticalidad de los esfuerzos.

Se han considerado en este ensayo, el índice de deformación de la placa de asiento y el descenso vertical medio del carril registrado por cuatro comparadores lvdt de ±5mm de recorrido, situados en cada una de las esquinas del soporte.

Estudiando el comportamiento estático de placas a las temperaturas de, -10, 20, 50 y 80°C. También se simularon las condiciones de envejecimiento. Con la eliminación de 20 oblongos (4 g de masa) para simular el cambio físico, o para simular el cambio climático se tratan en cámara climática durante 25 ciclos de 36 h. con variaciones entre -20 y 70°C y 0 y 90% HR. También para simular el estado de sequedad se trataron en estufa durante 2 meses a 100°C (H=0%) y para simular el exceso de humedad se introdujeron en agua a 40°C durante 2 meses (H=2.3%).

Los resultados que se han obtenido en estos ensayos, muestran la evolución de la rigidez dinámica con los ciclos de carga, como puede verse en la figura 8.92. Esto servirá para correlacionarlo con las condiciones de trabajo del tramo en estudio.



Figura 8.92. Evolución de la rigidez dinámica. Fuente: Carrascal, 2005

### 8.7.4.4. Comportamiento elástico vía en placa AFTRAV

Gracias a la colaboración del profesor Luis Albajar se puede contrastar las conclusiones obtenidas en el análisis realizado de las aceleraciones verticales en caja de grasa, a su paso por el túnel de Horcajada, donde ha sido montado un tramo de cuatrocientos ochenta metros del sistema de vía en placa AFTRAV.

En la presente tesis, a partir de los datos de auscultación dinámica realizados se caracteriza la frecuencia característica de vibración de la masa no suspendida, obteniendo el valor de rigidez global de la vía.

Esta rigidez global de la vía obtenida con la metodología propuesta en este trabajo, junto con los asientos estimados en función de la carga de rueda, son contrastados con los datos de los asientos medidos in situ en el tramo de vía del túnel de Horcajada, pudiendo

estimar así la bondad del proceso. Para estas mediciones de asientos del sistema Aftrav, fueron colocados dos sensores, como se ven en la figura 8.93., donde se han denominado con la numeración 1 y 2, en la posición que viene definida en la imagen.

Siendo:

- Sensor 1: Mide el descenso relativo carril- traviesa.
- Sensor 2: Mide el descenso relativo carril- plataforma.



Figura 8.93. Sensores colocados para medición de asientos. Fuente: Albajar, 2012

- Sensor 1: Rail displacement relative to the slab
- Sensor 2: AFTRAV slab displacements

Para la realización de las lecturas del descenso relativo del carril y la traviesa, se colocan transductores de desplazamiento a ambos lados del carril, tomando como punto fijo la traviesa, pudiendo medir así el descenso relativo carril-traviesa. Clavando una pica en la plataforma que nos fijaba el punto de referencia para la medida relativa del descenso traviesa-plataforma. Para calcular el valor de este descenso relativo al paso de las circulaciones se realiza la semisuma de los valores obtenidos en el lado exterior y lado interior.

Para la medición del descenso relativo entre la traviesa y la plataforma, se clava una pica de acero en la plataforma, de tal manera que sirva como punto fijo de referencia para esta medida, colocando a su vez un transductor de desplazamiento.

Una vez medidos con estos sensores los asientos en cabeza de carril, al paso de circulaciones a 300 Km/h se representan en los gráficos que se reflejan en las figuras 8.94. y 8.95.









Se obtiene por tanto el desplazamiento total en las traviesas del sistema AFTRAV, que viene representado en el gráfico que se representa en la figura 8.96.



ABSOLUTE RAIL DISPLACEMENT ON AFTRAV SLAB

Figura 8.96. Desplazamiento total. Fuente: Albajar, 2012

Según los datos dados y representados en este gráfico, se observa como el valor medio del desplazamiento vertical medido in situ del descenso de la cabeza de carril al paso de una rueda en la vía en estudio está en el entorno de 0,70-0,80 milímetros, para la posición del rodal de la serie instrumentado.

Ha facilitado el profesor Albajar igualmente datos de la rigidez dinámica de la sujeción, que se encuentra en el entorno de los 50 KN/mm.

Teniendo en cuenta la rigidez de la sujeción y teniendo en cuenta que el elastómero inferior colocado entre la losa y el mortero autocompactante origina un incremento de elasticidad del orden del 16%, se calcula la rigidez bajo patín prevista en condiciones dinámicas de 46 KN/mm.

## 8.7.4.5. Comportamiento elástico vía en placa OBB sobre losa in situ

Se incluyen también en este trabajo, gracias a los datos facilitados por el profesor Quereda, las características elásticas de los elementos que componen la vía en placa OBB sobre losa de hormigón in situ. En este sistema de vía en placa, se ha dispuesto la sujeción DFF-T. Dicha sujeción en condiciones estáticas tiene una rigidez de 33 KN/mm.

Para esta sujeción se han llevado a cabo una serie de ensayos por Railtech Sufetra para Ineco, que caracterizan el comportamiento de la sujeción en condiciones dinámicas.

Se han medido lo asientos sometida la sujeción a distintas cargas. Los resultados se muestran en la tabla 8.14.

DAF	Carga (KN/rueda)	Rigidez estática (KN/mm)	Rigidez dinámica (KN/mm)	Deflexión (mm)
1 (vel. reducidas)	119	33	40	1,01
1,4	85	33	40	1,3

(\*)DAF: Factor de amplificación dinámica

Tabla 8.14. Rigidez dinámica sujeción DFF-T. Fuente: Ineco, 2013.

### 8.7.4.6. Comportamiento elástico del balasto

En primer lugar se incluyen en este apartado los datos facilitados por el profesor Quereda, a raíz de unos ensayos realizados en el Instituto Torroja, donde se obtienen los resultados de los ensayos con cargas cíclicas aplicadas sobre el balasto utilizado en las vías de alta velocidad españolas.

Los ensayos se realizaron en un cajón de 1,00 m x 1,00 m relleno de balasto sobre el que se colocaba una probeta de hormigón de 30 cm x 30 cm.

Sobre esta probeta se aplicó una carga cíclica hasta alcanzar entre 500.000 y 1.000.000 ciclos, con los que se pretendía que el balasto se fuera compactando progresivamente.

Cada cierto número de ciclos se paraba el ensayo para realizar una medida de la rigidez estática del balasto (figura 8.97.) después del número de ciclos correspondientes. La carga máxima alcanzada debía producir una presión sobre el balasto equivalente a la producida por la carga del tren sobre la traviesa.

Con 20 kN de carga máxima, la presión sobre el balasto era de 0,022 kN/cm<sup>2</sup>, lo que transformado en carga sobre la traviesa, suponiendo que se reparte bajo el asiento de carril en una longitud de  $2L_p$ , equivale a 142 kN. Esta carga es la mitad de la correspondiente al eje sobre la traviesa por lo que está comprendido entre la estática y la dinámica. Se calculó la rigidez para dos rangos de carga, entre 1 y 6 kN y entre 1 y 20 KN.

La fuerza se aplicó con un actuador Schenk de 160 kN, de clase 1, sujeto a un pórtico anclado a la losa de la nave de ensayos. La posición de la probeta con respecto dicha losa se midió con el promedio de tres medidas LVDTs de 1 cm de rango en contacto con su cara superior y la vibración de la base del cajón, con un LVDT de 5 mm de rango situado en la posición central del cubo de hormigón sobre el que se apoyaba el cajón y en contacto con la cara inferior del mismo.

La adquisición de datos se realizó con un ordenador compatible provisto de una tarjeta de adquisición de datos PCI-6143 de National Instruments gestionada con una aplicación de LabView.

Se midió también la rigidez dinámica, para lo que cada determinado número de ciclos se registraban 5 ciclos de onda tomando 1000 datos a 1 kHz. Los autores de este ensayo sí aplicaron un filtro paso-bajo de 50 Hz.

Los parámetros resultantes del ensayo, es decir, los valores de rigidez para distintos intervalos de carga, se obtienen siempre en la parte creciente de cada onda y considerando que lo que se comprime el balasto es la diferencia entre la posición de la probeta y la posición de la base del cajón. Es decir, en la siguiente ecuación:

$$k = \frac{Q_2 - Q_1}{d_2 - d_1}$$

$$d_i = \frac{(d_a + d_b + d_c)}{2} - d_d$$
(8.7.4.4.1.)
(8.7.4.4.2.)

Siendo:

- k: rigidez (kN/mm).
- Qi: cargas máxima y mínima en el intervalo correspondiente (kN).
- d<sub>a,b,c</sub>: desplazamientos (mm) en la cara superior de la probeta.
- d₀: desplazamiento (mm) en la posición central de la base del cajón.

La carga máxima pretendía producir una presión sobre el balasto (0,022 kN/cm2), equivalente a la que produciría una carga de 20 kN (carga de un eje del tren) sobre la traviesa. Los rangos de carga para los que se calculó la rigidez del balasto fueron de 1 kN a 6 kN y de 1 kN a 20 kN, con los resultados mostrados en las tablas 8.15. y 8.16.

0.1	K (KN/mm)			
Ciclos	1 kN a 6 kN	1 kN a 20 kN		
0	20,98	26,12		
460	30,99	55,61		
460	32,52	53,70		
900	41,18	70,25		

Tabla 8.15. Rigidez estática del balasto sometido a cargas cíclicas. Fuente: Quereda, 2013.



Figura 8.97. Rigidez estática del balasto sometido a cargas cíclicas. Fuente: Quereda, 2013

	K(kN/mm)			
Ciclos	1 kN a 6 kN	1 kN a 20 kN		
0	38,74	57,14		
460	35,80	58,72		
460	55,63	78,50		
900	49,09	73,75		

Tabla 8.16. Rigidez dinámica del balasto sometido a cargas cíclicas. Fuente: Quereda, 2013.



Figura 8.98. Rigidez dinámica del balasto sometido a cargas cíclicas. Fuente: Quereda, 2013

La medida de la rigidez dinámica (figura 8.98.) a 890.000 ciclos no guarda la progresión que si se observa en el resto de medidas, probablemente como comentan los autores del ensayo en su informe, debido a los movimientos de la probeta de hormigón u otro tipo. Se adjuntan los datos de la tabla tal cual se registraron. Si los resultados hubieran seguido la progresión esperada, estos resultados están en el orden de magnitud de los resultados obtenidos en el ensayo en el cajón del Cedex, y que han sido utilizados en este trabajo, como rigidez característica del balasto, por lo que quedan validadas rigideces dinámicas de balasto en el entorno de los 90 KN/mm.

También se presentan en este apartado los datos facilitados por el profesor Quereda de ensayos dinámicos de vía sobre balasto, realizados por Railtech Sufetra para Ineco. Se determina la rigidez dinámica del balasto en una sección de vía sobre balasto con pads de apoyo de carril de 100 KN/mm de rigidez estática. Los resultados obtenidos son 92 KN/mm de rigidez dinámica del balasto.

En tercer lugar se recaba la información presentada por Texeira en el año 2004, donde plantea valores habituales de rigidez vertical de la vía. Plantea estudios realizados en líneas convencionales, las referencias de Birman (1966), con valores de rigidez del balasto entre los 80 a 160 KN/mm y Alias (1971) con valores de rigidez vertical del balasto de 80 a 100 KN/mm.

## 8.7.4.7. Comportamiento elástico de la vía en placa Rheda 2000

Se tienen datos del comportamiento elástico de la vía en placa Rheda 2000 de los datos aportados en las medidas tomadas en el tramo de ensayo realizado en la línea del Corredor Mediterráneo para su explotación a Alta Velocidad., expuestos en el Seminario

Shinkansen organizado por la Cátedra de Ferrocarriles de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.

En este tramo de ensayo construido en la variante ferroviaria Las Palmas- Castellón-Oropesa del Mar, se han tomado asientos al paso de las circulaciones que se adjuntan en el gráfico de la figura 8.99.



Figura 8.99. Deflexiones totales máximas

Las circulaciones en este tramo transmiten una carga por eje de 22,5 toneladas, por lo que se deducen datos de asiento previsibles en la línea de Valencia en el entorno de 1 milímetro.

### 8.8. ANALISIS CON LABVIEW

Se ha complementado el análisis de la transformada rápida de Fourier realizado con Matlab, con la creación de una aplicación en el domino de Labview.

Se va a desarrollar en este apartado esta aplicación, así como su interfaz gráfica, para mayor entendimiento de los resultados, cuando sean presentados en el apartado 10 de Análisis de resultados.

### 8.8.1. Entorno de trabajo en Labview

Para el estudio de la señal recibida y la obtención de las transformadas rápidas de Fourier, ya descritas, se ha utilizado un entorno de trabajo en LabView. que es un acrónimo de Laboratory Virtual Instrument Engineering Workbench,

LabView es un entorno de programación gráfica, esto es, la programación se basa en diagramas de bloques y símbolos gráficos en vez de lenguaje escrito. Este programa dispone de innumerables librerías para la adquisición de datos, control de la instrumentación, grabación de datos, presentación, análisis de datos, depuración de programas...

Se desarrolla de forma somera alguna de las nociones principales de este programa, para que en el posterior desarrollo de la investigación sean familiares los entornos de trabajo de este lenguaje de programación, esto es, las ventanas principales en las que se trabaja en este lenguaje de programación.

El panel frontal (figura 8.100.) es el panel de trabajo normalmente del usuario y que tiene una apariencia gris.

Esta pantalla es la interfaz gráfica del programa con el usuario y recoge las entradas y salidas del programa mediante una serie de botones, pulsadores, gráficos, o la herramienta que en su caso haya elegido el programador.

Las entradas están definidas como controles y las salidas, ya sean datos adquiridos o como consecuencia de alguna operación programada, están definidas como indicadores.



Figura 8.100. Pantalla del panel frontal de LabView.

El código fuente del programa se define en el panel diagrama de bloques (figura 8.101.). En él se configura un diagrama de bloques que es donde se realiza la implementación del programa y desde donde se controlan y procesan las entradas y salidas de información.



Figura 8.101. Pantalla del diagrama de bloques de LabView.

Este diagrama de bloques contiene funciones y estructuras que se exportan desde las librerías de Lab View (8.102.). Se encuentran en la paleta de funciones y es la que se utiliza en el diseño del diagrama de bloques.

Esta paleta contiene los objetos que se emplean en la implementación del programa, como ya se ha comentado, y contiene entre otras:

- Funciones aritméticas.
- Temporizador de la ejecución del programa
- Entradas y salidas de datos



Figura 8.102. Librería de funciones en LabView

Éstos se conectan entre sí uniendo terminales de entrada y salida.

Los terminales son la materialización de los controles e indicadores que se colocaron en el panel frontal.

Para realizarla mayoría de estas acciones se necesita las paletas de herramientas (figura 8.103.), que tanto en el panel frontal como en el diagrama de bloques, facilitan las labores de edición y depuración de los programas.

La paleta de controles (figura 8.104.) se utiliza únicamente en el panel frontal y contiene todos los indicadores y controles que se emplean para crear la interfaz con el usuario



Figura 8.103. Paleta de herramientas de LabView.



Figura 8.104. Paleta de controles.

# 8.8.2. Interfaz con el usuario

La interfaz con el usuario que se ha creado para este trabajo tiene la siguiente apariencia. Una primera pantalla que nos da la señal que se ha registrado en la auscultación dinámica en el tramo determinado. Se muestra en la figura 8.105 la imagen de la señal recibida en el panel frontal confeccionado.



Figura 8.105. Panel frontal 1. Señal recibida.

En este panel aparecen una serie de botones y ventanas que se describen a continuación y pueden verse en la figura 8.106.



Figura 8.106. Componentes panel frontal 1.

- Path (1): Archivo de lectura de datos
- Opciones (2). Nos da las opciones que tiene la aplicación en cada pestaña
  - Parámetros de filtrado: Se selecciona el canal de la señal sobre la que se realiza el análisis de Fourier.
  - Análisis FFT: Ventana en la que se visualiza el gráfico de frecuencia y amplitudes.
- Canales (3): Aquí se seleccionan los canales de lectura de la señal que se quiere analizar

- Localización tramo (4). Nos localiza los puntos kilométricos inicial y final que vienen reflejados en la pantalla y que son los que corresponden a la lectura entre esos puntos.
- Localización cursor (5): Nos localiza el punto kilométrico del cursor
- Botón de avance (6): Con estos botones se avanza en la lectura para ir al siguiente tramo auscultado.
- Pantalla de lectura de la señal (7): En esta pantalla se visualiza la lectura de la señal seleccionada, en este caso, el acelerómetro vertical izquierdo, colocada en caja de grasa.



Figura 8.107. Panel frontal 2. Análisis FFT.

Si se calcula la transformada rápida de Fourier, hay que seleccionar la pestaña 'Análisis FFT'. En esta pantalla se visualiza el periodograma calculado según Fourier del canal que se haya seleccionado (figura 8.107.). En este panel aparecen una serie de botones y ventanas que se describen a continuación y pueden verse en la pantalla 8.108.



Figura 8.108. Componentes panel frontal 2. Análisis FFT.

- Tamaño del lote (1): Se selecciona el lote del número de puntos a incluir en la transformada.
- Canales (2): Aparecen los canales de la señal que se está realizando el análisis de Fourier.

- Localización (3): Punto kilométrico y velocidad del tramo que se está analizando.
- Control avance (4): Se visualiza la transformada de Fourier bien avanzando paso a paso, o bien con una frecuencia de avance determinada.
- Periodograma (5): Nos calcula el gráfico de frecuencia y amplitudes del tramo seleccionado.

# 8.9. LA TRANSFORMADA DE WAVELET

Se van a desarrollar en este apartado los conceptos básicos referentes a la transformada wavelet, necesarios para su aplicación al análisis del cambio de rigidez global en la vía, sin entrar a profundizar en los conceptos matemáticos, sino en realizar un barrido del estado del arte en el estudio de estas transformadas, así como su aplicación al tratamiento de las señales y su aplicación concreta al estudio de los cambios de rigidez en la vía en estudio.

Se ha completado y contrastado los estudios iniciales de cambio de rigidez, entre las secciones de vía en balasto y las secciones del trazado sobre vía en placa, con este tipo de transformada, conocida como transformada de wavelet. Se pretende verificar que es capaz de localizar en la traza estudiada el momento de cambio de la frecuencia de vibración vertical de los acelerómetros colocados en caja de grasa, que indicarían un cambio en la rigidez vertical de la vía.

Esto a priori puede ser posible, pues la transformada wavelet permite el análisis de señales de manera similar a la transformada de Fourier con la diferencia de que puede entregar información temporal y frecuencial en forma casi simultánea, mientras que la transforma de Fourier sólo da una representación frecuencial. Por lo que este análisis Wavelet proporciona información más precisa sobre datos de la señal.

Son útiles en la captura, identificación y análisis de los procesos locales, multi escala, y no estacionarias, lo que le permite explorar aspectos de los datos que otras técnicas de análisis no pueden.

## 8.9.1. Breve reseña histórica

Los comienzos del análisis de las transformadas Wavelet pueden referirse a los trabajos de geofísica, donde ha sido usado durante décadas en el procesamiento de señales, para detectar por ejemplo espesores de estratos.

En 1982, el geofísico francés Jean Morlet tuvo la idea de usar dilataciones, contracciones y traslaciones, para tratar de regenerar una señal base. Esta idea clave permite a las bases wavelet para lograr la localización tiempo frecuencia en todas las escalas.

La idea era dividir una señal en componentes que no fueran ondas sinusoidales puras, así sería posible condensar la información tanto en el dominio del tiempo como en el de la frecuencia. Esta es la idea que finalmente se denominaría wavelet.

En términos históricos, el desarrollo de las transformadas de wavelet entronca con varias líneas de pensamiento, a partir del trabajo del matemático húngaro Alfred Haar que introdujo en 1909 las funciones que actualmente se denominan "wavelets de Haar". Estas funciones consisten en un breve impulso positivo seguido de un breve impulso negativo.

En la década de los años treinta, los matemáticos ingleses Littlewood y Paley desarrollaron un método de agrupación de frecuencias por octavas, creando de esta forma una señal con una frecuencia bien y también relativamente bien localizada en el tiempo.

En 1946 el físico británico-húngaro Dennis Gabor, presentó la transformación que se denomina transformada de Gabor, que resulta análoga a la transformación de Fourier,

pues separa una onda poro lo que tienen la capacidad de localización simultánea tanto en tiempo como en frecuencia.

Aunque no eran exactamente idénticas, todas estas técnicas tenían características similares. Descomponían o transformaban señales en partes que se podían localizar en cualquier intervalo de tiempo y que también se podían dilatar o contraer para analizar la señal a distintas escalas de resolución.

Han contribuido en estos últimos años entre otros:

- Goupillaud, Grosman y Morlet con su formulación de lo que hoy se conoce como transformada wavelet continua.
- Jan Olov-Strömberg con su reciente trabajo en 1983 sobre wavelet discretas.
- Ingrid Daubechies que en 1988 propone wavelets ortogonales con soporte compacto.
- En 1989 Stephane Mallat y Yves Meyer, proponen un marco multiresolución.
- Delrat con su interpretación de la transformada wavelet en tiempofrecuencia en 1991.
- Newland, con su transformada wavelet armónica, y muchos otros desde entonces.

# 8.9.2. La transformada Wavelet

La transformada wavelet es un tipo especial de transformada que representa una señal en términos de versiones trasladadas y dilatadas o contraídas de una señal inicial.

De acuerdo al principio de incertidumbre de Heisenberg, existen limitaciones con la resolución en el tiempo y frecuencia, pero es posible realizar un análisis usando la Transformada Wavelet, que permite examinar la señal a distintas frecuencias y con diferentes resoluciones (lo que se denomina contracción- dilatación). La wavelet da una buena resolución temporal y baja resolución en frecuencia para eventos de altas frecuencias y da una buena resolución frecuencial, pero poca resolución temporal en eventos de bajas frecuencias.

Un wavelet es una oscilación en forma de onda con una amplitud que comienza en cero (0), aumenta y luego disminuye de nuevo a cero, es pues una forma de onda de duración limitada que tiene un valor medio de caro.

Las sinusoides que son la base de la transformada de Fourier tienen una duración ilimitada pues se extienden de menos infinito a más infinito, sin embargo las Wavelet tienden a ser irregulares y asimétricas. Como se ha comentado al inicio, el análisis de Fourier consiste en descomponer una señal en ondas senoidales de diferentes frecuencias. Del mismo modo, el análisis wavelet es la ruptura de una señal en versiones desplazada y escalada de la original o wavelet denominada onda madre, pues hay señales con cambios bruscos que podrían ser mejor analizadas con una onda irregular que con una sinusoide suave. El análisis wavelet se puede aplicar a datos de dos dimensiones como las imágenes.

Corta los datos o funciones u operadores, en diferentes componentes frecuenciales y luego estudia cada componente con una resolución adaptada a su escala

# 8.9.3. Familias de Wavelet

El objetivo de la transformada Wavelet es descomponer cierta señal en señales componentes denominadas Wavelets, las cuales forman una base del espacio de funciones, con ciertas propiedades como ortogonalidad, tamaño, suavidad, duración, etc. Así, este método sería una ampliación del método de Fourier, en el que la señal se descompone en funciones sinusoidales. En este caso, la descomposición se realiza a

partir de funciones más complejas, en las cuales además no se varía su frecuencia, sino, su posición y su escala temporal.

La transformada Wavelet continua se define como:

$$C(a,b) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(t)\psi_{a,b}(t)dt$$
(8.9.3.1.)

Donde

$$\psi_{ab}(t) = a^{-\frac{1}{2}} \psi(\frac{t-b}{a}) \tag{8.9.3.2.}$$

Es la denominada Wavelet madre, que es el prototipo a partir del cual se generan el resto de funciones del muestrario, siendo a un parámetro de escala y b de traslación. C(a,b), son los coeficientes de f(t) en el espacio de funciones definido por  $\Psi$ a,b(t).

Estas funciones tienen una serie de propiedades que diferencian a unas familias de otras. Las propiedades matemáticas de las Wavelet son las siguientes:

- Soporte compacto: número de valores que son diferentes de cero.
- La localización en el tiempo y la frecuencia: permite ubicar las wavelets en singularidad tanto en tiempo como en frecuencia.
- Regularidad: como son funciones suaves permiten efectuar filtrados.
- Momento de desvanecimiento: define la complejidad de la señal de la Wavelet. Es útil en la detección de cruces por cero.

En la tabla 8.17 se muestran estas transformaciones.

Traslación	Cambio de escala	Traslación y cambio de escala
$\psi(t-b)$	$\frac{1}{\sqrt{a}}\psi\left(\frac{t}{a}\right)$	$\frac{1}{\sqrt{a}}\psi\left(\frac{t-b}{a}\right)$

Tabla 8.17. Traslación y escalado.

Lo primero y fundamental es la selección de la Wavelet madre.

Luego, se desplazará la Wavelet en el sentido positivo del eje temporal y posteriormente cambio de escala. Teniendo los valores a y b, se calcula el coeficiente C(a,b)

Entre las distintas familias, además de la función madre, la diferencia entre ellas también está en la forma en que los parámetros de desplazamiento y escala son discretizados. Existen por tanto muchas posibles transformadas de Wavelet que pueden ser usadas en función del objetivo buscado con la señal. Generalmente las distintas familias 'Wavelet' son diseñadas para tener propiedades específicas que los hacen útiles para el procesamiento de señales.

## 8.9.3.1. Haar

Es la más antigua de las Wavelet, y probablemente la más sencilla. Es muy usada para el análisis de señales usando transformadas discretas y continuas. Viene definida por la siguiente función:

$$h(x) = \begin{cases} 1; 0 \le x < \frac{1}{2} \\ -1; \frac{1}{2} \le x < 1 \\ 0; otrovalor \end{cases}$$
(8.9.3.3.)

Es la función que define su gráfica que puede verse en la siguiente figura.



Figura 8.109. Transformada Haar.

Puede verse en la figura 8.109., que tiene un solo momento de desvanecimiento o paso por cero.

## 8.9.3.2. Daubechies

Reciben el nombre de la matemática Ingrid Daubechies. Son una familia de wavelets ortogonales que definen una transformada wavelet discreta y se caracteriza por un número N de desvanecimientos, o pasos por cero. Viene representada por la función madre representada en la figura 8.110.



Figura 8.110. Wavelet Daubechies.

## 8.9.3.3. Morlet

Es simétrica pero no posee características de ortogonalidad. Viene representada por la función madre representada en el gráfico 8.111.



Figura 8.111. Wavelet Morlet.

## 8.9.3.4. Mexican Hat

Esta Wavelet es también muy utilizada y viene definida por la siguiente función.

mexh(x)=
$$\frac{2(1-x^2)e^{-\frac{x^2}{2}}}{\pi^{1/4}\sqrt{3}}$$
 (8.9.3.4.)

Esta Wavelet es la segunda derivada de la función de densidad de probabilidad Gausiana y viene representada por la figura 8.112.



Figura 8.112. Wavelet mexican hat.

Es una función simétrica sin paso por cero.

## 8.9.3.5. Meyer

Viene representada por la función madre representada en la figura 8.113.



Figura 8.113. Wavelet Meyer

# 8.9.4. Aplicación de las funciones Wavelet al estudio

El análisis wavelet se usa en este trabajo, para ver las posibilidades que tienen este tipo de funciones en la localización en el espacio del cambio en la frecuencia de vibración vertical de la caja de grasa.

Estos cambios de frecuencia vienen condicionados por distintos factores, pues son un indicativo en el cambio de rigidez vertical de la vía o bien una irregularidad de la vía, como podría ser un defecto o una soldadura, o detectar posibles ovalizaciones de rueda.

Para el estudio de la señal recibida y la aplicación de las funciones Wavelet, se ha utilizado un entorno de trabajo en LabView. que es un acrónimo de Laboratory Virtual Instrument Engineering Workbench,

LabView ha sido descrito en el apartado anterior de este capítulo que como ha sido descrito, es un entorno de programación gráfica

La interfaz con el usuario que se ha creado para el análisis wavelet para este trabajo tiene la siguiente apariencia.

Una primera pantalla que nos da la señal que se ha registrado en la auscultación dinámica en el tramo determinado y que puede verse su apariencia en la figura 8.114.



Figura 8.114. Panel frontal 1. Señal recibida.

En este panel aparecen una serie de botones y ventanas que se describen a continuación y pueden verse en la figura 8.115.



Figura 8.115. Componentes panel frontal 1.

- Path (1): Archivo de lectura de datos •
- Localización (2): Localiza los puntos kilométricos inicial y final reflejados en • la pantalla y que son los que corresponden a la lectura entre esos puntos.
- Localización cursor (3): Nos localiza el punto kilométrico del cursor
- Botón de avance (4): Con este botón se avanza en la lectura para ir al siguiente tramo auscultado.
- Pantalla de lectura de la señal (5): En esta pantalla se visualiza la lectura de la señal seleccionada, en este caso, el acelerómetro vertical izquierdo colocado en caja de grasa.

Si se calcula la función Wavelet nos aparece reflejada en la pantalla frontal 2, que se ha denominado, como puede leerse en su pestaña correspondiente, WAVELET y puede verse su apariencia en la figura 8.116.

En esta pantalla se visualiza la señal calculada según la función Wavelet que se haya seleccionado y con los códigos de colores se aprecia con mayor e menor resolución los cambios que se detectan en la señal, y su localización en el espacio.



Figura 8.116. Panel frontal 2. Función Wavelet.

En este panel aparecen una serie de botones y ventanas que se describen a continuación.

Pil-mic 397,006 PK-Curs 396.991

La apariencia de esta pantalla puede verse en la pantalla 8.117.



Figura 8.117. Componentes panel frontal 2. Función Wavelet.

• Wavelet (1): Selecciona el tipo de función Wavelet (figura 8.118.) que se quiere calcular. Se despliega el menú para seleccionar en función de los tipos de funciones que se han visto en el apartado anterior.



Figura 8.118. Tipos de función Wavelet.

- App- WA (2): Aparece el botón sombreado rojo, con un fondo 'SI', para indicar que en este tramo se está calculando la función.
- Amplitude (3): Se representa el código de colores así como los valores de variación de la amplitud de los coeficientes de la función.
- Pantalla visualización (4): Se visualizada la función Wavelet con la apariencia distinta en función del tipo de señal y ajustes.
- Calcular (5): Nos calcula la función Wavelet seleccionada en el siguiente tramo de avance.

En el siguiente panel frontal 3, que se adjunta en la figura 8.119., se reflejan los coeficientes de la función Wavelet.



Figura 8.119. Panel frontal 3. Componentes.

En este panel aparecen una serie de botones y ventanas que se describen a continuación y cuya apariencia puede verse en la figura 8.120.



Figura 8.120. Componentes panel frontal 3. Coeficientes.

• Coeficientes (1): Son los que define la función Wavelet una vez calculada.

• Distancia ente cursores (2): Nos define la distancia entre los dos cursores que aparecen en la pantalla y viene definida por la integración de la velocidad en el tramo que se está estudiando la señal.

• Cursores (3): Se posicionan en el punto de control que se necesite.

• Pantalla visualización coeficientes (4): Podemos visualizar en esta pantalla los coeficientes que ha definido la función Wavelet que se calcula en cada caso.

## 8.9.5. Filtrado de la señal para el análisis con Wavelet

Como se concluyó en el apartado 8.3. Filtrado de la señal, para el análisis de la transformada de Fourier, no afecta el 'ruido' a la misma.

Este hecho es diferente para el análisis wavelet de la señal. Para la determinación e interpretación de los coeficientes wavelet sí les afecta las distintas frecuencias que aparecen en la señal, además de la señal de frecuencia de vibración de la masa no suspendida.

Como lo que se busca con el análisis wavelet es la determinación en el espacio de los cambios de frecuencia que se producen en los cambios de la señal, al pasar superestructura sobre vía en placa a las zonas donde circula el tráfico ferroviario sobre balasto, se localiza en el espectro de frecuencias, entre los que se localiza la vibración libre de las masas no suspendidas.

Para ello se programa el filtro perfecto en Matlab, por borrado en el periodogramas, eliminando en el periodograma las frecuencias no deseadas para volver a regenerar a continuación la señal original que ya no las contiene.

Se siguen las indicaciones del texto de Melis 2008, con las rutinas de C. Rodríguez y J. Blanquer facilitan la tarea.

La transformada de Fourier de la señal original se presenta en el gráfico representado en la figura 8.121.



Figura 8.121. Periodograma señal original.

Los puntos de corte del eje de frecuencias en el periodograma, son el intervalo de frecuencias de vibración del eje (masa no suspendida), tanto en balasto como en vía en placa, que adelantándonos en cierta medida al desarrollo de los resultados así como su análisis, se buscan las frecuencias que se mueven entre los 40 y 60 hercios.





Es importante reflexionar en el hecho de que estamos moviéndonos en el eje de frecuencia. En este eje de abcisas las frecuencias son las resultantes de ir dividiendo la frecuencia de muestreo, que en nuestro caso son 12000 hercios, por la serie de números naturales. Es importante la localización del punto de corte en el eje de frecuencias. El lugar que ocupa la frecuencia de corte que se busca en nuestro caso son los 40 y los 60 hercios, en el vector sería 'n\*corte\_1/frecuencia+1'

Una vez localizado el punto de corte, se da la instrucción que los puntos cuya localización sea desde el punto de corte uno hasta el final y desde el punto de corte dos al inicio, tomarán el valor de cero (figura 8.122 y 8.123.).



Figura 8.123. Periodograma parte inferior filtrada.

Para obtener la señal original, se usa la instrucción 'ifft' que nos devuelve la parte real de la transformada inversa de Fourier de este periodograma, que es la señal original son las longitudes de onda a las que se da el valor nulo.

En el gráfico representado en la figura 8.124 se pueden ver ambas señales.

%Filtro Túnel de Umbrales
clear
clc
frecuencia = 12000;
z = load('umbrales.txt');
nz = length(z);
tiempo = nz/frecuencia;
t = 0:1/frecuencia:tiempo;
figure(1)
plot (t(1:nz), z,'Linewidth',1)
grid on;
$z_{fft} = fft(z);$
absolutos = abs(z_fft);
n = length(absolutos);
periodograma = 2*absolutos/n;
$f = frecuencia^{(0:n/2)/n};$
figure (2);
bar(f, periodograma(1:fix(n/2+1)),'Linewidth',1);
grid on
title('FFT señal original','FontWeight','bold');
xlabel('Frecuencia (Hz)','FontWeight','bold');
ylabel('Amplitud mm','FontWeight','bold')

```
axis ([0 150 0 5e-3]);
% Borrado en el periodograma de las frecuencias no deseadas
                           corte_1 = 62;
         punto corte 1 = fix(n^{*}corte 1/frecuencia + 1);
                       z_fft_original = z_fft;
             z_fft_original(punto_corte_1:end) = 0;
               z_filtrada = real(ifft(z_fft_original));
                   z_{fft_filtrada} = fft(z_{filtrada});
        periodograma_filtrado = abs(z_fft_filtrada)/(n/2);
                             figure(3);
    bar(f, periodograma_filtrado(1:fix(n/2+1)),'Linewidth',2);
                              grid on;
 title('Periodograma filtrada parte superior','FontWeight','bold')
          xlabel('Frecuencia (Hz)','FontWeight','bold')
            ylabel('Amplitud mm','FontWeight','bold')
                       axis ([0 70 0 2e-3]);
                          corte_2 = 45;
         punto_corte_2 = fix(n*corte_2/frecuencia + 1);
             z_fft_original(1:fix(punto_corte_2)) = 0;
               z_{filtrada} = real(ifft(z_{fft_original}));
                   z_{fft_filtrada} = fft(z_{filtrada});
        periodograma_filtrado = abs(z_fft_filtrada)/(n/2);
                             figure(4);
    bar(f, periodograma_filtrado(1:fix(n/2+1)),'Linewidth',2);
                              grid on;
 title('Periodograma filtrada parte inferior', 'FontWeight', 'bold')
          xlabel('Frecuencia (Hz)','FontWeight','bold')
            ylabel('Amplitud mm','FontWeight','bold')
                      axis ([20 70 0 2e-3]);
                             figure(5);
                    plot(t(1:nz),z,'b'); hold on;
             plot(t(1:nz), z_filtrada,'r','Linewidth',3);
                              grid on;
       title('Señales original y filtrada', 'FontWeight', 'bold')
         xlabel('tiempo (segundos)','FontWeight','bold')
            ylabel('Amplitud mm','FontWeight','bold')
             legend('señal original','señal filtrada');
                    axis([21.9 22.1 -0.2 0.2]);
             save umbrales_filtrada z_filtrada '-ascii
```


Figura 8.124. Señal original y filtrada

# 8.9.6. Lección magistral profesor Puy Huarte

Se adjunta en este apartado un texto inédito facilitado por el profesor Puy Huarte, que con gran amabilidad ha compartido para la consecución de este trabajo.

Este texto entra en detalle en el desarrollo matemático de las ondículas wavelet y dado el carácter académico de cualquier tesis doctoral, parece de interés mostrar en su forma original para profundizar en el mismo.

# La wavelet de Haar

## José Puy Huarte

## 1. Wavelets

Wavelets son funciones que satisfacen ciertas condiciones.

- Soporte limitado en el tiempo. Toman valores en un determinado rango y son iguales a cero fuera del mismo. De ahí su denominación: diminutivo de onda.
- La wavelet madre, de la que se derivan todas las de su clase tiene media cero

$$\int_{-\infty}^{\infty} \psi(t) \ dt = 0$$

La wavelet madre está normalizada.

$$\|\psi\|^2 = \int_{-\infty}^{\infty} \psi(t) \ \psi(t) \ dt = 1$$

Mediante las propiedades de dilatación y traslación

$$\psi i, j(t) = \frac{1}{\sqrt{i}}\psi\left(\frac{t-j}{i}\right)$$

puede formarse una base ortogonal de funciones

Igual que los senos y cosenos, se utilizan como bases de funciones, para la representación de otras funciones.

Una de las diferencias más importantes entre las *wavelets* y los *senos* y *cosenos*, utilizados en la transformada de *Fourier* deriva de su propiedad de soporte limitado. Las series de *Fourier* están localizadas en frecuencia, pero no en tiempo. Pequeñas variaciones de frecuencia tienen efecto en todo el dominio, mientras que con las *wavelets* se consigue su localización.

La wavelet más antigua y la más simple es la de Haar. Se propuso por Alfred Haar en 1909, aunque no con la denominación de wavelet, que Jean Morlet y Alex Grossman, crearon en 1984. En los siguientes apartados se describe la wavelet de Haar

## 2. Espacio de funciones constantes a trozos

Consideremos el intervalo [a,b] dividido en k subintervalos. Una función constante a trozos (piecewise-constant), definida en el intervalo [a,b] toma valores constantes en cada uno de los k subintervalos.

$$f(x) = \begin{cases} 0 & \text{si } x < a \\ f_j & \text{si } a + j \frac{b-a}{k} \le x < a + (j+1) \frac{b-a}{k} \\ 0 & \text{si } x > = b \end{cases}$$

La figura 1 representa una de estas funciones en el intervalo [0,1], dividido en 8 subintervalos.



Figura 1: Función constante a trozos

El conjunto de estas funciones forma un espacio vectorial de dimensión k. Sea  $\{\Phi_i, i = 1...k\}$ una base de funciones de este espacio vectorial. Cualquier función f del espacio puede representarse como una combinación lineal de la base de funciones

$$f = \sum_{1}^{k} a_i \Phi_i \tag{1}$$

Si en el espacio vectorial, se define el producto escalar

$$\langle f, g \rangle = \int_{a}^{b} f(x) \cdot g(x) \,\mathrm{d}x$$
 (2)

entonces los coeficientes  $a_i$  se obtienen por la expresión

$$a_i = \frac{\langle f, \Phi_i \rangle}{\|\Phi_i\|^2} \qquad (3)$$

siendo  $\|\Phi_i\|^2 = \langle \Phi_i, \Phi_i \rangle$ . Si la base es ortonormal,  $\|\Phi_i\|^2 = 1$ .

Una señal formada por un conjunto de mediciones de un fenómeno, puede representarse por una función constante a trozos, suponiendo constante la función entre cada dos observaciones.

### 2.1. Bases de funciones

Para simplificar, consideremos el espacio de funciones constantes a trozos, definidas en el intervalo [0,1], dividido en 8 subintervalos, de las que la representada en la Figura 1 es un ejemplo. Una posible base de funciones es la representada en la Figura 2



Figura 2: Base de funciones I

Esta base de funciones es ortogonal, aunque no ortonormal. Sobre cada una de las funciones, aparece en rojo el valor del coeficiente  $a_i$ , que multiplica a la función de la base en la expresión (1). Con esta base de funciones, estos coeficientes son iguales a los valores de la señal. Estas funciones, se denominan de *escalado* y se representan con la notación  $\varphi$ , siendo

$$\Phi_i = \varphi_{3,i-1}$$

Otra posible base de funciones es la representada en la Figura 3

También esta base de funciones es ortogonal, aunque no ortonormal. Igual que en la figura anterior sobre cada una de las funciones, aparece en rojo el valor del coeficiente  $a_i$ , que multiplica a la función de la base en la expresión (1). Las cuatro primeras bases son de *escalado* 

$$\Phi_i = \varphi_{2,i} \ i = 0 \dots 3$$

mientras que las cuatro últimas son wavelets representadas con la notación  $\psi$ 

$$\Phi_i = \psi_{2,i} \ i = 0 \dots 3$$

Consideremos otra posible base de funciones, también ortogonal Las dos primeras bases, son de *escalado* 

$$\Phi_i = \varphi_{1,i} \ i = 0 \dots 1$$



Figura 3: Base de funciones II

Las siguientes son todas *wavelets* de las que las cuatro últimas coinciden con las de la base anterior, apareciendo dos nuevas

$$\Phi_i = \psi_{1,i} \ i = 0 \dots 1$$

Finalmente, consideraremos la base de funciones, también ortogonal, representada en la figura  $5\,$ 

En esta base aparece una sola de escalado

$$\Phi_1 = \varphi_{00}$$

siendo todas las restantes *wavelets*. Las seis últimas coinciden con las de la base anterior, apareciendo una nueva

$$\Phi_2 = \psi_{0,0}$$

## 2.2. Notación

En lo expuesto anteriormente  $\varphi_{ij}$  representa la función de *escalado* en el subintervalo j (base 0) del intervalo [0,1] dividido en  $2^i$  subintervalos, es decir en  $[j \cdot i^{-i}, (j+1) \cdot i^{-1}]$ 

$$\varphi_{ij}(t) = \begin{cases} 1 & \text{si}\,\frac{j}{2^i} \le t < \frac{j+1}{2^i} \\ 0 & \text{en otro caso} \end{cases}$$

Por tanto



Figura 4: Base de funciones III

$$\varphi_{00}(t) = \begin{cases} 1 & \text{si } 0 \le t < 1 \\ 0 & \text{en otro caso} \end{cases}$$

Por otra parte  $\varphi_{ij}$ , puede expresarse como

$$\varphi_{ij}(t) = \varphi_{00}(2^{i}t - j)$$
 (4)

Análogamente  $\psi_{ij}$ representa la wavelet en el subintervalo j (base 0) del intervalo [0,1] dividido en i subintervalos, es decir en  $[j \cdot 2^{-i}, (j+1) \cdot 2^{-1}]$ 

$$\psi_{ij}(t) = \begin{cases} 1 & \text{si } \frac{j}{2^{i+1}} \le t < \frac{j+1}{2^{i+1}} \\ -1 & \text{si } \frac{j+1}{2^{i+1}} \le t < \frac{j+2}{2^{i+1}} \\ 0 & \text{en otro caso} \end{cases}$$

Por tanto

$$\psi_{00}(t) = \begin{cases} 1 & \text{si } 0 \le t < \frac{1}{2} \\ -1 & \text{si } \frac{1}{2} \le t < 1 \\ 0 & \text{en otro caso} \end{cases}$$

Encontramos una fórmula análoga a la (4)

$$\psi_{ij}(t) = \psi_{00}(2^{i}t - j) \tag{5}$$



Figura 5: Base de funciones IV

En la expresión (1) los coeficientes de las funciones  $\varphi_{ij}$  se representan con la notación  $c_{ij}$ , mientras que para los coeficientes de las wavelets  $\psi_{ij}$  se utiliza la notación  $d_{ij}$ 

$$f = \sum c_{ij}\varphi_{ij} + \sum d_{ij}\psi_{ij}$$

Así para las cuatro bases propuestas del ejemplo anterior

Base I

Base II

$$f = \sum_{0}^{7} c_{3j} \varphi_{3j}$$

$$f = \sum_{0}^{3} c_{2j} \varphi_{2j} + \sum_{0}^{3} d_{2j} \psi_{2j}$$

Base III

Base IV

$$f = \sum_{0}^{1} c_{1j}\varphi_{1j} + \sum_{0}^{1} d_{1j}\psi_{1j} + \sum_{0}^{3} d_{2j}\psi_{2j}$$

 $f = c_{00}\varphi_{00} + \sum_{0}^{1} d_{1j}\psi_{1j} + \sum_{0}^{3} d_{2j}\psi_{2j}$ 

## 2.3. Cálculo de los coeficientes

Supondremos el intervalo [0, 1] dividido en n subintervalos, correspondientes al número de observaciones de la señal. El valor de n debe ser igual a una potencia de 2. Sea  $n = 2^k$ . El cálculo de los coeficientes  $a_{ij}$  y  $d_{ij}$ , se realiza con la fórmula (3)

$$c_{ij} = \frac{1}{\|\varphi_{ij}\|^2} \int_0^1 f(t) \,\varphi_{ij}(t) \,\mathrm{dt}$$
(6)

$$d_{ij} = \frac{1}{\|\psi_{ij}\|^2} \int_0^1 f(t) \ \psi_{ij}(t) \,\mathrm{dt}$$
(7)

El valor de  $\|\varphi_{ij}\|^2$  es igual a

$$\|\varphi_{ij}\|^2 = \int_{\frac{1}{2^i}}^{\frac{j+1}{2^i}} (1) \cdot (1) \,\mathrm{dx} = \frac{1}{2^i} \tag{8}$$

Análogamente

$$\|\psi_{ij}\|^2 = \int_{\frac{1}{2^i}}^{\frac{2j+1}{2^i+1}} (1) \cdot (1) \,\mathrm{dx} + \int_{\frac{2j+1}{2^i+1}}^{\frac{j+1}{2^i}} (-1) \cdot (-1) \,\mathrm{dx} = \frac{1}{2^{i+1}} + \frac{1}{2^{i+1}} = \frac{1}{2^i} \tag{9}$$

Utilizando ahora la fórmula (6), para obtener el valor de  $c_{kj}$ 

$$c_{kj} = \frac{1}{\|\varphi_{kj}\|^2} \int_{j/2^k}^{(j+1)/2^k} f(t) \ \varphi_{kj}(t) \, \mathrm{dt} = 2^k \frac{f_j}{2^k} = f_j$$

lo que por otra parte era de esperar.



De la misma forma pueden calcularse el resto de los coeficientes  $c_{ij}$  y  $d_{ij}$ . Ahora bien, este cálculo puede realizarse de forma más simple, teniendo en cuenta las fórmulas

$$c_{i,j} = \frac{c_{i+1,2j} + c_{i+1,2j+1}}{2}$$
(10)

$$d_{i,j} = \frac{c_{i+1,2j} - c_{i+1,2j+1}}{2} \tag{11}$$

que se demuestran teniendo en cuenta que

$$\begin{aligned} \varphi_{i,j} &= \varphi_{i+1,2j} + \varphi_{i+1,2j+1} \\ \psi_{i,j} &= \varphi_{i+1,2j} - \varphi_{i+1,2j+1} \end{aligned}$$

En efecto

$$c_{i,j} = \frac{1}{\|\varphi_{i,j}\|^2} \int_{\frac{1}{2^4}}^{\frac{j+1}{2^4}} f(t) \varphi_{ij}(t) dt = 2^j \left[ \int_{\frac{1}{2^4}}^{\frac{j+1}{2^4}} f(t) \left(\varphi_{i+1,2j}(t) + \varphi_{i+1,2j+1}(t)\right) dt \right]$$
$$= 2^j \left[ \int_{\frac{j}{2^4}}^{\frac{2j+1}{2^{i+1}}} f(t)\varphi_{i+1,2j}(t) dt + \int_{\frac{2j+1}{2^{i+1}}}^{\frac{j+1}{2^4}} f(t)\varphi_{i+1,2j+1}(t) \right]$$

Ahora bien, las dos integrales que aparecen en la última línea son respectivamente iguales a

$$\int_{\frac{2j+1}{2^{i+1}}}^{\frac{2j+1}{2^{i+1}}} f(t)\varphi_{i+1,2j}(t) dt = \|\varphi_{i+1,2j}\|^2 \cdot c_{i+1,2j}$$
$$\int_{\frac{2j+1}{2^{i+1}}}^{\frac{j+1}{2^{i}}} f(t)\varphi_{i+1,2j+1}(t) = \|\varphi_{i+1,2j+1}\|^2 \cdot c_{i+1,2j+1}$$

por lo que teniendo en cuenta que

$$\|\varphi_{i+1,2j}\|^2 = \|\varphi_{i+1,2j+1}\|^2 = 2^{-(i+1)}$$

resulta la ecuación (10). De la misma forma se demuestra la ecuación (11)

## 3. Transformada wavelet discreta

En la Transformada wavelet discreta se utiliza una base formada por una función de escalado y n-1 wavelets. En el ejemplo anterior, corresponde a la Base IV. Si n es una potencia entera de 2, es decir  $n = 2^k$ , el proceso se realiza en k pasos.

- Se comienza por calcular los coeficientes ckj, j = 0...n − 1, que son respectivamente iguales a f<sub>j</sub>
- A partir de los n coeficientes c<sub>k,j</sub>, se obtienen por las fórmulas (10) y (11), n/2 coeficientes c<sub>k-1,j</sub> y n/2 coeficientes d<sub>k-1,j</sub>, que se almacenan sustituyendo a los coeficientes c<sub>k,j</sub>

 $\begin{bmatrix} c_{k-1,0} & c_{k-1,1} & \cdots & c_{k-1,n/2} & d_{k-1,0} & d_{k-1,1} & \cdots & d_{k-1,n/2} \end{bmatrix}$ 

• Se repite el proceso para obtener a partir de los n/2 coeficientes  $c_{k-1,j}$ , n/4 coeficientes  $c_{k-2,j}$  y n/4 coeficientes  $d_{k-2,j}$ , que se almacenan sustituyendo a los coeficientes  $c_{k-1,j}$ ,

 $\begin{bmatrix} c_{k-2,0} & \cdots & c_{k-2,n/4} & d_{k-2,0} & \cdots & d_{k-2,n/4} & d_{k-1,0} & \cdots & d_{k-1,n/2} \end{bmatrix}$ 

- Este proceso se repite k veces, siempre a partir de los n/(2<sup>m</sup>) coeficientes c<sub>k-m,j</sub>, para obtener n/2<sup>m+1</sup> coeficientes c<sub>k-m-1,j</sub> y otros tantos d<sub>k-m-1,j</sub> que se almacenan sustituyendo a los coeficientes c<sub>k-m,j</sub>.
- Son los coeficientes de la base formada por una función de escalado y n-1 wavelets

La función f puede expresarse

$$f = \sum_{0}^{n/2} c_{k-1,i} \psi_{k-1,i} + \text{(Nivel k)}$$

$$\sum_{0}^{n/4} c_{k-2,i} \psi_{k-2,i} + \text{(Nivel k-1)}$$

$$\sum_{0}^{n/8} c_{k-3,i} \psi_{k-3,i} + \text{(Nivel k-2)}$$
...

 $d_{0,0} \psi_{00} + c_{00} \varphi_{00}$  (Nivel 1)

En el ejemplo anterior es n = 8 y k = 3 y los cálculos se desarrollan en los siguientes pasos

#### 3.1. Paso 1

A partir de los valores de la señal, se calculan las semisumas y semidiferencias de cada una de las cuatro parejas consecutivas

Señal	8 2	2 4	6 2	12 4
Semisuma	5	3	4	8
Semidiferencia	3	-1	2	4

resultados que se resumen en el vector

(5 3 4 8; 3 - 1 2 4)

que como podemos comprobar, representan los coeficientes de la base de funciones de la figura 3. Los cuatro primeros corresponden a funciones de *escalado* y los cuatro últimos a *wavelets* 

#### 3.2. Paso 2

Repetimos el proceso con los coeficientes de las funciones de escalado

	5 3	3 4 8
Semisuma	4	6
Semidiferencia	1	-2

resultados que con los obtenidos anteriormente, se resumen en el vector

(4 6; 1 -2 3 -1 2 4)

que representan los coeficientes de la base de funciones de la figura 4. Los dos primeros corresponden a funciones de *escalado* y los seis últimos a *wavelets* 

#### 3.3. Paso 3

Repetimos el proceso con los coeficientes de las dos funciones de escalado

	4	6
Semisuma		5
Semidiferencia	. 9	1

resultados que con los obtenidos anteriormente, se resumen en el vector

 $(5; -1 \ 1 \ -2 \ 3 \ -1 \ 2 \ 4)$ 

que representan los coeficientes de la base de funciones de la figura 5. El primero corresponde a la función de *escalado* y los siete últimos a *wavelets* 

#### 3.4. Interpretación de los resultados

La función f puede expresarse como combinación lineal de las funciones de la base

 $f = 3 \cdot \psi_{20} + (-1) \cdot \psi_{21} + 2 \cdot \psi_{22} + 4 \cdot \psi_{23} + (Primer paso)$   $1 \cdot \psi_{10} + (-2) \cdot \psi_{11} + (Segundo paso)$  $(-1) \cdot \psi_{00} + 5 \cdot \varphi_{00} (Tercer paso)$ 

El coeficiente de  $\varphi_{00}$ , indica que la señal tiene una media igual a 5. El coeficiente de  $\psi_{00}$ , que se produce un salto igual a  $-1 \cdot 2 = -2$  (2 es el salto de la wavelet) en la media de los valores en la primera mitad del intervalo (= 16/4 = 4) y la media de los valores en la segunda mitad del intervalo (= 24/4 = 6).

Los coeficientes de  $\psi_{10}$  y  $\psi_{11}$ , iguales respectivamente a 1 y -2, indican que se produce un salto igual 1 · 2 = 2, en la media del primer cuarto del intervalo al segundo y se produce un salto igual a  $(-2) \cdot 2 = -4$ , de la media del tercer cuarto del intervalo al último cuarto. Finalmente los coeficientes de  $\psi_{20}$ ,  $\psi_{21}$ ,  $\psi_{22}$  y  $\psi_{23}$ , indican que en cada pareja de valores consecutivos de la señal, se producen saltos iguales a -6, 2, -4, -8

Estos resultados se visualizan gráficamente (Figura 6), utilizando una línea por nivel, coloreando cada zona sobre la que se sitúa la wavelet con un color, o escala de grises, que representa el valor del coeficiente de la misma.



Figura 6: Representación de las wavelets

La figura 7 representa una señal cuya primera mitad corresponde a una frecuencia de 50 Hz y la segunda a una frecuencia de 60 Hz. Además, en la primera mitad existe una discontinuidad. Otro tipo de representación de los coeficientes, se obtiene separando a estos por niveles y con longitudes en ordenadas iguales a sus valores. También en esta representación, Figura 8, en el que aparecen los niveles 14 y 15, pueden detectarse, tanto la discontinuidad, como la variación de frecuencias.



Figura 7: Señal de frecuencias 50Hz y 60Hz, con una discontinuidad



Figura 8: Coeficientes por niveles

En el Apartado 3, se comenta otro tipo de presentación de los resultados, utilizando la Transformada wavelet continua

# 4. Normalización

De las fórmulas (8) y (9) se deduce que únicamente las funciones  $\varphi_{00}$  y  $\psi_{00}$  están normalizadas. El resto de las funciones de escalado  $\varphi_{ij}$  y wavelets  $\psi_{ij}$  tienen una norma igual  $2^{-i/2}$  distinta de 1 para i > 0.

Por tanto, si deseamos normalizar estas funciones, deben multiplicarse por  $2^{i/2}$ .

De acuerdo con lo anterior, para que las bases de funciones sean *ortonormales* las fórmulas (4) y (5) se escriben

$$\varphi_{ij}(t) = 2^{i/2}\varphi_{00}(2^{i}t - j)$$
(12)

$$\psi_{ij}(t) = 2^{i/2}\psi_{00}(2^{i}t - j)$$
(13)

Consecuentemente, las fórmulas (10) y (11), se escriben

$$c_{i,j} = \frac{c_{i+1,2j} + c_{i+1,2j+1}}{\sqrt{2}} \tag{14}$$

$$d_{i,j} = \frac{c_{i+1,2j} - c_{i+1,2j+1}}{\sqrt{2}} \tag{15}$$

El algoritmo de obtención de los coeficientes de la transformada wavelet descrita en el apartado 3, sigue siendo válida, debiendo calcular los coeficientes iniciales de las funciones de escalado del nivel k por la fórmula

$$c_{k,j} = \frac{f_j}{2^{k/2}}$$
(16)

donde k, es el número de niveles, es decir  $2^k = N$ .

#### 4.1. Ejemplo

Repetimos el proceso del Apartado 3, esta vez con la base normalizada.

Señal: [ 8.00 2.00 2.00 4.00 6.00 2.00 12.00 4.00]

Número: 8

Niveles: k = 3

• Se dividen los valores de la señal, por  $(\sqrt{2})^k = 2\sqrt{2}$ , para obtener los coeficientes  $c_{3,j}$ 

$$(2\sqrt{2} \ 1/\sqrt{2} \ 1/\sqrt{2} \ \sqrt{2} \ 3/\sqrt{2} \ 1/\sqrt{2} \ \sqrt{2} \ \sqrt{2})$$

 A partir de los coeficientes c<sub>3,j</sub>, se calculan las semisumas y semidiferencias, divididas por √2, de cada una de las cuatro parejas consecutivas

C3,j	$2\sqrt{2}$	$1/\sqrt{2}$	$1/\sqrt{2}$	$\sqrt{2}$	$3/\sqrt{2}$	$1/\sqrt{2}$	$3\sqrt{2}$	$\sqrt{2}$
$\text{Semisuma}/\sqrt{2}$	5/2		3/2		2		4	1
Semidiferencia/ $\sqrt{2}$	3/2		-1/2		1		1	2

resultados que se resumen en el vector

$$5/2 \ 3/2 \ 2 \ 4; \ 3/2 \ -1/2 \ 1 \ 2$$

Se repite el proceso con los coeficientes de las funciones de escalado

$c_{2,j}$	5/2	3/2	2	4
Semisuma/ $\sqrt{2}$	$2\sqrt{2}$		$3\sqrt{2}$	
Semidiferencia/ $\sqrt{2}$	$1/\sqrt{2}$		$-\sqrt{2}$	

(

resultados que con los obtenidos anteriormente, se resumen en el vector

$$(2\sqrt{2} \ 3\sqrt{2}; \ 1/\sqrt{2} \ -\sqrt{2} \ 3/2 \ -1/2 \ 1 \ 2)$$

Se repite el proceso con los coeficientes de las dos funciones de escalado

$c_{1,j}$	$2\sqrt{2}$	$3\sqrt{2}$	
Semisuma/ $\sqrt{2}$	5		
Semidiferencia/ $\sqrt{2}$	-	-1	

resultados que con los obtenidos anteriormente, se resumen en el vector

$$(5; -1 \ 1/\sqrt{2} \ -\sqrt{2} \ 1/2 \ -1/2 \ 1 \ 2)$$

## 5. Análisis de señales con wavelets

Sea f(u) una función definida en el intervalo [a, b]. La media de la función en el intervalo se define por la integral

$$m(a,b) = \frac{1}{b-a} \int_{a}^{b} x(u) du$$

Supongamos el intervalo [a, b] dividido en k subintervalos contiguos, de igual longitud y la función f(u) tomando valores constantes en cada uno de los subintervalos

$$x(u] = x_i, \ a + \frac{i}{k}(b-a) < u \le a + \frac{i+1}{k}(b-a), \ i = 0 \dots k-1$$

lo que correspondería a un muestro de la señal. Entonces

$$m(a,b) = \frac{1}{b-a} \sum_{i=0}^{k-1} \int_{a+\frac{i}{k}(b-a)}^{a+\frac{i+1}{k}(b-a)} x_i du = \frac{1}{b-a} \sum_{k=0}^{N-1} \frac{b-a}{N} x_k = \frac{1}{k} \sum_{i=0}^{k-1} x_i$$

lo que por otra parte resulta evidente.

Sea  $\lambda = b - a$ , la longitud del intervalo y t = (a + b)/2 el punto medio del intervalo. Entonces se define

$$\mu(\lambda,t) = m\left(t - \frac{\lambda}{2}, t - \frac{\lambda}{2}\right) = \frac{1}{\lambda} \int_{t - \frac{\lambda}{2}}^{t + \frac{\lambda}{2}} x(u) du$$

como la media de la señal x(u) en la escala  $\lambda$ , centrada en el punto t. La inspección de  $\mu(1, t)$ , que representa la media de x(u) en una unidad de tiempo en el punto

La inspección de  $\mu(t, t)$ , que representa la media de x(u) en una unidad de tiempo en el punto t, permite estudiar la evolución de la función x(t).

No obstante, resulta más interesante ver la velocidad de variación de  $\mu(1, t)$ . Esto puede lograrse definiendo la función

$$\chi(1,t) = \mu\left(1,t+\frac{1}{2}\right) - \mu\left(1,t-\frac{1}{2}\right) = \int_{t}^{t+1} x(u)du - \int_{t-1}^{t} x(u)du$$

En el punto t = 0, puede ponerse en la forma

$$\chi(1,0) = \int_{-\infty}^{\infty} x(u) \Psi(u) du$$

siendo

$$\Psi(u) = \begin{cases} -1, \text{si } -1 < u \le 0\\ 1, \text{si } 0 < u \le 1\\ 0, \text{en otro caso} \end{cases}$$

Puede verse que salvo un factor  $\sqrt{2}$ ,  $\Psi(u)$  coincide con la wavelet de Haar. Para obtener, esta información en punto t, basta con hacer una traslación de la función  $\Psi(u)$  sustituyéndola por  $\Psi(u-t)$ 

$$\chi(1,t) = \int_{-\infty}^{\infty} x(u)\Psi(u-t)du$$

# 6. Transformada wavelet continua

En todo lo anterior, nos hemos referido a la Transformada wavelet discreta, DWT. La Transformada wavelet continua, CWT se define por

$$X_w(a,b) = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \,\psi\left(\frac{t-b}{a}\right) \,\mathrm{dt} \tag{17}$$

donde a>0 representa la escala, b la traslación y  $\psi$  la wavelet madre.

Se calculan los valores  $X_w(a, b)$ , para valores crecientes de la escala a y valores de  $b = 0 \dots N-1$ , siendo N el número de puntos y se representan, con una escala de colores o grises, en una franja horizontal, para cada escala. En general se utilizan escalas pares.

Los resultados de dos ondas sinusoidales de distinta frecuencia, con una discontinuidad, utilizando escalas pares  $\{a = 2, 4, 6, \dots 64\}$  quedan así



Figura 9: CWT de dos ondas sinusoidales con una discontinuidad

## 6.1. Significado de las escalas

- Las escalas altas aparecen en la parte superior de la gráfica y muestran variaciones de menor detalle, o variaciones más lentas.
- Las escalas bajas en la parte inferior y muestran variaciones de mayor detalles variaciones más rápidas.

## 6.2. Ejemplo

Consideremos el ejemplo de los apartados anteriores, representado en la Figura 1. Utilizaremos como wavelet madre, la wavelet de Haar, esta vez en el intervalo [-1/2, 1/2]

$$\psi(t) = \begin{cases} 0 & \text{si } t < -\frac{1}{2} \text{ o } t > = \frac{1}{2} \\ 1 & \text{si } -\frac{1}{2} \le t < 0 \\ -1 & \text{si } 0 \le t < \frac{1}{2} \end{cases}$$

En la figura adjunta se representan las funciones  $\psi(\frac{t-b}{a})$ , para a = 4, para el ejemplo. Los valores  $X_w(a, b)$  se obtienen por la fórmula (17)



Si la escala es impar, para centrar las *wavelets*, los valores de *b*, se hacen iguales a  $\{1/2, 3/2, \dots 15/2\}$  y se representan en la siguiente figura para a = 3



Obsérvese que en este caso, la señal correspondiente a la parte central de la *wavelet* se divide por mitades entre la parte de la *wavelet* con valor igual a 1 y la parte con valor a -1, por lo que se anulan.

De la misma forma se obtienen el resto de los valores de  $X_w(a, b)$ , que se resumen en la siguiente Tabla. En este caso no tiene sentido continuar, para escalas mayores que 8, pues los valores se repetirían, multiplicados por una constante.

a	b							
	0	1	2	3	4	5	6	7
2	-5.657	4.243	0.000	-1.414	-1.414	2.828	-7.071	5.657
3	-1.155	3.464	-1.155	-2.309	1.155	-3.464	-1.155	6.928
4	-5.000	2.000	2.000	-3.000	-1.000	-2.000	-4.000	5.000
5	-1.789	0.894	0.000	-1.789	-3.578	-2.683	1.789	6.261
6	-4.899	0.000	-0.816	0.000	-4.899	-2.449	-1.633	6.532
7	-3.024	-1.512	-0.756	-3.024	-3.780	-1.512	3.024	7.559
8	-5.657	-2.121	-1.414	-4.243	-2.828	-1.414	-0.707	7.071

# 7. Daubechies

Existen muchas *wavelets* además de la de *Haar*, la más sencilla de explicar y por otra parte la más antigua. Una de las *wavelets* más populares, se debe a *Ingrid Daubechies*. Tiene sobre la *wavelet de Haar* la ventaja de ser continua, aunque su cálculo es más laborioso.

El valor de la Daubechies es nulo fuera del intervalo [0,3]. Dentro del intervalo toman los siguientes valores para valores enteros

$$\varphi(0) = 0$$
$$\varphi(1) = \frac{1 + \sqrt{3}}{2}$$
$$\varphi(2) = \frac{1 - \sqrt{3}}{2}$$
$$\varphi(3) = 0$$

Para otros valores

$$\varphi(r) = h_0 \varphi(2r) + h_1 \varphi(2r-1) + h_2 \varphi(2r-2) + h_3 \varphi(2r-3)$$

siendo

$$h_0 = \frac{3 + \sqrt{3}}{4}$$
$$h_1 = \frac{1 + \sqrt{3}}{4}$$
$$h_2 = \frac{3 - \sqrt{3}}{4}$$
$$h_3 = \frac{1 - \sqrt{3}}{4}$$

El cáculo de los valores de  $\varphi(r)$  se realiza fácilmente, utilizando como argumentos números diádicos que tienen la forma  $k/2^n$ , siendo  $k \ge n$ , números enteros. Con este criterio calculo 3073 puntos

$$r = \frac{k}{2^{10}}$$
  $k = 0...3 \times 2^{10}$ 

para obtener la curva en el intervalo [0,3] que aparece en todos los manuales Por otra parte la wavelet asociada se obtiene por la fórmula

$$\psi(r) = -h_0\varphi(2r-1) + h_1\varphi(2r) - h_2\varphi(2r+1) + h_3\varphi(2r+2)$$

La función es nula para r<=-1 o r>=2.0. Calculando 3073 puntos en el intervalo [-1,2],se obtiene la curva



Figura 10: Daubechies:Función de escalado



Figura 11: Daubechies:Wavelet

# 9. RESULTADOS OBTENIDOS EN LA AUSCULTACIÓN DINÁMICA

## 9.1. OBRAS DE TIERRA. TERRAPLENES

# 9.1.1. <u>Terraplén 17</u>

## Tramo Seseña- Aranjuez

P.K. 56+186- P.K. 58+313 Longitud: 2.127 metros Altura máxima: 15,18 m

## Se presentan a continuación los resultados de las medidas a 1.000 Hz.

## Хитм= 443400





#### Хитм= 443600



Хитм= 443900





Se presentan a continuación los gráficos de las medidas realizadas el pasado 25 de diciembre de 2012





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 17.Tramo Seseña- Aranjuez



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 17.Tramo Seseña- Aranjuez



342















Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 17.Tramo Seseña-Aranjuez



# 9.1.2. <u>Terraplén 22</u>

## Tramo Ontígola- Ocaña

P.K. 64+222- P.K. 66+919 Longitud: 2.697 metros Altura máxima: 6,43 m

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 22.Ontígola- Ocaña



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz. Terraplén 22.Ontígola. Ocaña



#### Xutm: 449350



### Xutm: 449400







0 0 10 20 30 40 50 60 70 80 Frecuencia Hz

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia · FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 22.Ontígola- Ocaña



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 n° 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 22.Ontígola- Ocaña







#### Xutm: 449550



### Xutm: 449600



## Xutm: 449700



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 22.Ontígola- Ocaña



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia · FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 22.Ontígola· Ocaña



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 . 25 Feb.2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 22.Ontígola- Ocaña





#### Xutm: 449900

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 22.Ontígola- Ocaña



#### Xutm: 450100



### Xutm: 450200



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 22.Ontígola- Ocaña



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 . 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz. Terraplén 22.Ontígola- Ocaña







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 22.Ontígola- Ocaña





#### Xutm: 450500



#### Xutm: 450700



#### Xutm: 450800



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 22.Ontigola- Ocaña



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 22.Ontígola- Ocaña



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz: Terraplén 22.Ontígola- Ocaña





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia · FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz. Terraplén 22.Ontigola· Ocaña



### Xutm: 451000









Se presentan a continuación los gráficos de las medidas realizadas el pasado 25 de diciembre de 2012



10 9

8

mm



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 22.Tramo Ontígola- Ocaña



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 22.Tramo Ontígola- Ocaña



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madríd-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 22.Tramo Ontígola- Ocaña



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 22.Tramo Ontígola- Ocaña 10 9 8 um 6 Situación 449908.0 Amplitud Num.puntos 5401.0 Longitud 2.697 m Velocidad 283.6 km/l 5 3 °ò 40 50 60 Frecuencia Hz 10 20 30 70 80 90 100

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 : 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 22.Tramo Ontígola- Ocaña





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 22.Tramo Ontígola- Ocaña







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 22.Tramo Ontígola- Ocaña



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 22.Tramo Ontígola-Ocaña



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 22.Tramo Ontígola- Ocaña



# 9.1.3. <u>Terraplén 32</u>

## Tramo Ocaña - Villarrubia

PK inicial: 209+600- PK final: 217 +950 Longitud: 8.350 metros Altura máxima: 22,19 metros



### Xutm: 470600



#### Xutm: 470500



#### Xutm: 470400



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTerraplén 32.0caña- Villarrubia



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 . 25 Feb.2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTerraplén 32.0caña- Villarrubia



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTerraplén 32.0caña- Villarrubia







Xutm: 470200





Xutm: 470000





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTerraplén 32,0caña- Villarrubia







#### Xutm: 469800



### Xutm: 469700



#### Xutm: 469600



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb 2011 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTerraplén 32.0caña. Villarrubia



Aceleraciones verticales en caja de grass. Taigo S112 nº 7-25 Feb 2011 Madrid Valencia - FFT de la senial original Madrid Valencia - Northerno antical de grass. Taigo S112 nº 7-25 Feb 2011 De grado d

Aceleraciones verticales en caja de grass. Talgo S112 nº 7.25 Feb.2011 Badid Volencia - FFT de la señal original Buestre o a 1000 It/Terrapién 22.0caña- Villarmbia Genegosias Xian 4508 Venegosias Xian 4508 Venegosias Xian 4508 Venegosias 25.05 km Venegosias 25.05 km



### Xutm: 469300





### Xutm: 469200



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 . 25 Feb.2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTerraplén 32.Ocaña- Villarrubia



## Se incluyen a continuación los gráficos de las medidas realizadas a 12000 hertzios

nlitud





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTerraplén 32.Ocaña- Villarrubia



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb.2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 32,0caña- Villarrubia



354



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32. P.K. 80+731-P.K. 89+081





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32. P.K. 80+731-P.K. 89+081



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 . 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32. P.K. 80+731-P.K. 89+081



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32. P.K. 80+731-P.K. 89+081



Accleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32. P.K. 80+731-P.K. 89+081

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32. P.K. 80+731-P.K. 89+081





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32. P.K. 80+731-P.K. 89+081





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32. P.K. 80+731-P.K. 89+081



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32. P.K. 80+731-P.K. 89+081



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32. P.K. 80+731-P.K. 89+081



Accleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32. P.K. 80+731-P.K. 89+081







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32. P.K. 80+731-P.K. 89+081





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32. P.K. 80+731-P.K. 89+081



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32, P.K. 80+731-P.K. 89+081



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32. P.K. 80+731-P.K. 89+081









Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32. P.K. 80+731-P.K. 89+081





Accleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 . 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 H2 Terraplén 32. P.K. 80+731.P.K. 89+081





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32. P.K. 80+731-P.K. 89+081



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32. P.K. 80+731-P.K. 89-081



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32. P.K. 80+731-P.K. 89+881


mm

Amplitud



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32. P.K. 80+731-P.K. 89+081





um.puntos 12001.0 ongitud 8.350 m elocidad 300.1 km/h



80 90 100

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 32. P.K. 80+731-P.K. 89+081





#### 9.1.4. Terraplén 44

Tramo 7: Santa Cruz -Tarancón. PK inicial: 102+481 PK final: =106+999 Longitud: 4.518 metros Altura máxima: 7,9 metros

## GENERAL



Xutm: 485600



#### Xutm: 485900



#### Xutm: 486000

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 44.Santa Cruz-Tarancón



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 44.Santa Cruz-Tarancón



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 44.Santa Cruz- Tarancón







#### Xutm: 487000



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 44.Santa Cruz-Tarancón



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 44.Santa Cruz-Tarancón



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 44.Santa Cruz-Tarancón



361



#### Xutm: 487300



#### Xutm: 488000



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 44.Santa Cruz-Tarancón













#### Xutm: 489200



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 44.Santa Cruz-Tarancón



## Xutm: 489300



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 44.Santa Cruz-Tarancón



#### Se incluyen a continuación los gráficos de las medidas realizadas a 12000 hertzios







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 44. P.K. 102+481-P.K. 106+999



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 44. P.K. 102+481-P.K. 106+999



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 44. P.K. 102+481-P.K. 106+999





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 44. P.K. 102+481-P.K. 106+999



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 44. P.K. 102+481-P.K. 106+999



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 . 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 44. P.K. 102+481-P.K. 106+999





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 44. P.K. 102+481-P.K. 106+999



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 44. P.K. 102+481-P.K. 106+999



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 44. P.K. 102+481-P.K. 106+999



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 44. P.K. 102+481-P.K. 106+999



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 44. P.K. 102+481-P.K. 106+999











Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 44. P.K. 102+481-P.K. 106+999



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 44. P.K. 102+481-P.K. 106+999



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 44. P.K. 102+481-P.K. 106+999



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 44. P.K. 102+481-P.K. 106+999



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 44. P.K. 102+481-P.K. 106+999



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 44. P.K. 102+481-P.K. 106+999









Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 44. P.K. 102+481-P.K. 106+999



## 9.1.5. Terraplén 59

Tramo 8: Tarancón - Uclés PK inicial: 127+630 PK final: 129+530 Longitud: 1.900 metros Altura máxima: 18 metros

## **VISTA GENERAL**





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terrapién 59.Tarancón-Uclés







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 59.Tarancón- Uclés



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia · FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 59.Tarancón- Uclés



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 59.Tarancón- Uclés



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 59.Tarancón- Uclés







Xutm: 508900



## Xutm: 509200



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 59.Tarancón- Uclés



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 59.Tarancón-Uclés



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 59.Tarancón- Uclés



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 59.Tarancón-Uclés





#### Xutm: 509400



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz. Terraplén 59.Tarancón-Uclés



## Xutm: 509600









Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 n° 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Terraplén 59.Tarancón- Uclés









Se incluyen a continuación los gráficos de las medidas realizadas a 12000 hertzios







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 59. P.K. 127+630-P.K. 129+530



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 59. P.K. 127+630-P.K. 129+530







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 59. P.K. 127+630-P.K. 129+530



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 59. P.K. 127+630-P.K. 129+530



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 59. P.K. 127+630-P.K. 129+530







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 59. P.K. 127+630-P.K. 129+530



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 59. P.K. 127+630-P.K. 129+530 12 10 mm Amplitud Situación 500000 Num.puntos 12001 Longitud 1.900 m Valacidad 298:31 s 12001.0 °° 60 70 80 90

30 40 50 Frecuencia Hz 100

10 20

## 9.1.6. Terraplén 66

Tramo 9: Uclés – Campos del Paraíso

PK inicial: 134+452

PK final: 136+423

Longitud: 1.971 metros

Altura máxima: 19,66 metros

## **VISTA GENERAL**



#### VISTA PARCIAL (0-100)



Xutm: 515500





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTerraplén 66.Uclés- Campos del Paraiso



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTerraplén 66,Uclés- Campos del Paraiso



## Xutm: 515800



Xutm: 515900 (PASO INFERIOR)







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTerraplén 66.Uclés- Campos del Paraiso



Amplitud

#### Xutm: 516000



#### Xutm: 516100







#### Xutm: 516200







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTerraplén 66.Uclés- Campos del Paraiso 70



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTerraplén 66.Uclés- Campos del Paraiso



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTerraplén 66.Uclés- Campos del Paraiso



#### Xutm: 516700

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTerraplén 66.Uclés- Campos del Paraiso



Xutm: 517100



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTerraplén 66.Uclés- Campos del Paraiso



#### Se incluyen a continuación los gráficos de las medidas realizadas a 12000 hertzios





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb·2011 Madrid-Valencia · FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTerraplén 66.Uclés- Campos del Paraiso



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia · FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTerraplén 66.Uclés- Campos del Paraiso





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 . 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 66. P.K. 134+452.P.K. 136+423





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 66. P.K. 134+452-P.K. 136+423



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 66. P.K. 134+452 P.K. 136+423

40 50 60 Frecuencia Hz 70 80 90 100

m.puntos 9601.0

10 20 30

ngitud 1.971 m

Amplitud

00

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 66. P.K. 134+452-P.K. 136+423









Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 66. P.K. 134+452-P.K. 136+423







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 66. P.K. 134+452-P.K. 136+423





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 66. P.K. 134+452-P.K. 136+423



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 66. P.K. 134+452-P.K. 136+423



## 9.1.7. <u>Terraplén 80</u>

## Tramo 10: Campos del Paraíso - Horcajada

PK inicial: 152+900

PK final: 154+400

Longitud: 1.500 metros

Altura máxima: 19 metros

#### Xutm: 533300







## Xutm: 533700







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTramo Campos del Paraíso-Horcajada. Terraplén 80



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTramo Campos del Paraíso-Horcajada. Terraplén 80





#### Xutm: 533900

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid: Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTramo Campos del Paraíso-Horcajada. Terraplén 80



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 . 25 Feb.2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Campos del Paraíso. Horcajada. Terraplén 80



## Xutm: 534000

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTramo Campos del Paraíso-Horcajada. Terraplén 80







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTramo Campos del Paraíso-Horcajada. Terraplén 80 72



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTramo Campos del Paraíso-Horcajada. Terraplén 80









## Xutm: 534200











## Se incluyen a continuación los gráficos de las medidas realizadas a 12000 hertzios





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 80. P.K. 152+900-P.K. 154+400



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 80. P.K. 152+900-P.K. 154+400







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 80. P.K. 152+900-P.K. 154+400



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 80. P.K. 152+900-P.K. 154+400



## 9.1.8. Terraplén 96

## Tramo 12: Naharros-Torrejoncillo

PK inicial: 164+495

PK final: 165+465

Longitud: 970 metros

Altura máxima: 12 metros

#### Xutm: 544600





#### Xutm :544700



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Naharros-Torrejoncillo. Terraplén 96



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Naharros-Torrejoncillo, Terraplén 96



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Naharros-Torrejoncillo. Terraplén 96



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Naharros-Torrejoncillo. Terraplén 96





## Xutm: 544900



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Naharros-Torrejoncillo. Terraplén 96



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Naharros-Torrejoncillo. Terraplén 96





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Naharros-Torrejoncillo. Terraplén 96



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Naharros-Torrejoncillo. Terraplén 96 19 Velocidad= 296.5 km/h Num.puntos 251.0 16 Longitud 970 m 14 Coordenada Xutm 545400.1 12 mm 10 Amplitud 8 6 40 30 70 5L

60 Frecuencia Hz

## Xutm: 545100



60 70 Frecuencia Hz

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia · FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Naharros-Torrejoncillo. Terraplén 96



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Naharros-Torrejoncillo. Terraplén 96 IS





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Naharros-Torrejoncillo. Terraplén 96



## Xutm: 545500



Se incluyen a continuación los gráficos de las medidas realizadas a 12000 hertzios













Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 96. P.K. 164+495-P.K. 165+465



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 96. P.K. 164+495-P.K. 165+465





## 9.1.9. <u>Terraplén 125</u>

## Tramo 14: Abía de la Obispalía -

Cuenca PK inicial: 804+883 PK final: 805+799 Longitud: 916 metros Altura máxima: 12,67 metros

#### Хитм: 557700



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Abia- Cuenca. Terraplén 125



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Abia- Cuenca, Terraplén 125



## Хитм: 557800



Frecuencia Hz sciones verticales en caia de grasa. Talgo S112 nº 7 , 25 Feb.201



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Abia- Cuenca. Terraplén 125



Frecuencia Hz



#### Хитм: 557900



#### Хитм: 558000





#### Хитм: 558200



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Abia- Cuenca, Terraplén 125



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Abia- Cuenca. Terraplén 125



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Abia- Cuenca, Terraplén 125



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Abia- Cuenca, Terraplén 125





Se incluyen a continuación los gráficos de las medidas realizadas a 12000 hertzios





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 125. P.K. 177+943-P.K. 178+859



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 . 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 125. P.K. 177+943.P.K. 178+859







# Acceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 n°7 . 25 Diciembre 2012 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 125. P.K. 177+943.P.K. 178+859

## 9.1.10. Terraplén 149

Tramo 16: Olalla - Arcas del Villar PK inicial: 198+569 PK final: 199+835 Longitud: 1.266 metros Altura máxima: 19,79 metros

#### Xutm: 576000







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Olalla-Arcas Villar. Terraplén 149





## Xutm: 576300



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Olalla- Arcas Villar, Terraplén 149



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Olalla-Arcas Villar, Terraplén 149



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Olalla- Arcas Villar, Terraplén 149







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Olalla-Arcas Villar. Terraplén 149



## Xutm: 576500



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Olalla- Arcas Villar. Terraplén 149





0.5 0.5 0.5 0.5 0.5 0.70 80 0 10 20 30 40 50 60 70 80 Frecuencia Hz



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Olalla- Arcas Villar. Terraplén 149



## Xutm: 577100











Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Olalla-Arcas Villar. Terraplén 149



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Olalla-Arcas Villar, Terraplén 149


### Se incluyen a continuación los gráficos de las medidas realizadas a 12000 hertzios











Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 . 25 Diciembre 2012 Madrid:Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 149. P.K. 198+569 P.K. 199+835



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 149, P.K. 198+569-P.K. 199+835



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 149. P.K. 198+569-P.K. 199+835



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 149, P.K. 198+569.P.K. 199+835



E

# 9.1.11. Terraplén 155

### Tramo 17: Arcas del Villar - Fuentes

PK inicial: 203+436

PK final: 204+521

Longitud: 1.085 metros

Altura máxima: 14 metros

#### Xutm: 579400





Xutm: 579500



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Arcas Villar- Fuentes. Terraplén 155



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Arcas Villar- Fuentes. Terraplén 155



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 n°7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Arcas Villar- Fuentes. Terraplén 155









Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Arcas Villar- Fuentes. Terraplén 155



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Arcas Villar- Fuentes. Terraplén 155



### Xutm: 579800



# Xutm 579900



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Arcas Villar- Fuentes. Terraplén 155



### Xutm 579900

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Arcas Villar- Fuentes. Terraplén 155



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Arcas Villar- Fuentes. Terraplén 155



Xutm 580100



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 . 25 Feb.2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Arcas Villar- Fuentes. Terraplén 155 7





Se incluyen a continuación los gráficos de las medidas realizadas a 12000 hertzios



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 155. P.K. 203+436-P.K. 204+521





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 155. P.K. 203+436-P.K. 204+521



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 155. P.K. 203+436-P.K. 204+521





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 155. P.K. 203+436-P.K. 204+521



# 9.1.12. Terraplén 173

Tramo 18: Fuentes - Monteagudo PK inicial: 223+050 PK final: 224+330 Longitud: 1.280 metros Altura máxima: 16,74 metros

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Fuentes. Monteagudo. Terraplén 173



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTramo Fuentes- Monteagudo. Terraplén 173



#### Xutm: 585800



#### Xutm: 585900



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Fuentes- Monteagudo. Terraplén 173























Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTramo Fuentes- Monteagudo. Terraplén 173





Se incluyen a continuación los gráficos de las medidas realizadas a 12000 hertzios







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 173. P.K. 223+050-P.K. 224+330





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 . 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 173. P.K. 223+050-P.K. 224+330



# 9.1.13. Terraplén 192

### Tramo 22: Tramo Motilla - Iniesta

P.K. inicial: 258+575

P.K. final:260+331

Longitud: 1.756 metros

### Altura máxima: 14,1 metros

#### Xutm: 594700



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia · FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Motilla- Iniesta. Terraplén 192



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Motilla- Iniesta. Terraplén 192



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Motilla- Iniesta. Terraplén 192



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia · FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Motilla- Iniesta. Terraplén 192



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 n°7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Motilla-Iniesta. Terraplén 192 Vetocidad- 293.2 kmh Num.puntos 391.0 Logitud 1.756 m Coordenade Xutth 594700.1 Coordenade Xutth 594700.1 Goordenade Xutth 594700.1 Frecuencia Hz

403







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Motilla- Iniesta. Terraplén 192



#### Xutm: 594900



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Motilla- Iniesta. Terraplén 192 20



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia · FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Motilla- Iniesta. Terraplén 192





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb·2011 Madrid-Valencia · FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Motilla- Iniesta. Terraplén 192



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Motilla- Iniesta. Terraplén 192



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb·2011 Madrid-Valencia · FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Motilla- Iniesta. Terraplén 192



### Xutm: 595000



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia · FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Motilla- Iniesta. Terraplén 192



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Motilla-Iniesta. Terraplén 192



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Motilla- Iniesta. Terraplén 192





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia · FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Motilla- Iniesta. Terraplén 192





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Motilla- Iniesta. Terraplén 192











Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo Motilla- Iniesta. Terraplén 192





#### Se incluyen a continuación los gráficos de las medidas realizadas a 12000 hertzios







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 192, P.K. 258+575-P.K. 260+331



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 192. P.K. 250+575-P.K. 260+331 5



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 192. P.K. 258+575-P.K. 260+331









Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 192. P.K. 258+575-P.K. 260+331



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 192. P.K. 258+575-P.K. 260+331





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 192. P.K. 258+575-P.K. 260+331



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 192. P.K. 258+575-P.K. 260+331





Situad





# 9.1.14. Terraplén 255

Tramo 29: San Antonio - Requena PK inicial: 326+742 PK final: 329+287 Longitud: 2.545 metros Altura máxima: 15 metros

### VISTA GENERAL



### VISTA PARCIAL (0-100)





### Xutm: 660600





### Xutm: 660800







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo San Antonio- Requena. Terraplén 255



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo San Antonio- Requena. Terraplén 255



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo San Antonio- Requena. Terraplén 255





#### Xutm: 661600





#### Xutm: 661800





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Tramo San Antonio- Requena. Terraplén 255 3.5 Velocidad 114.0 km/h Num.puntos 1501.0 ŝ Longitud 2.545 m **E** 2.5 Altura máxima 15 i u pnjidu 1.5 0. 10 20 30 **4**Π 50 60 70 80 90 100 Frecuencia Hz









### Se incluyen a continuación los gráficos de las medidas realizadas a 12000 hertzios





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 255. P.K. 326+742-P.K. 329+287



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 255. P.K. 326+742.P.K. 329+287



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 255. P.K. 326+742.P.K. 329+287





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 255. P.K. 326+742-P.K. 329+287



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 255. P.K. 326+742.P.K. 329+287



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTerraplén 255. P.K. 326+742.P.K. 329+287



413



# 9.2. TÚNELES

9.2.1. Túnel de Horcajada

### Tramo 11: Horcajada - Naharros

PK inicial: 157+670

PK final: 161+619

Longitud: 3.949 metros

Sección: Rheda/Aftrav

### Xutm: 541450





#### Xutm: 541550



#### Xutm: 541600



#### Xutm: 541650





#### Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de Horcajada - Vía Luis Albajar







Xutm: 541750



Se presentan a continuación los gráficos de las medidas realizadas el pasado 25 de diciembre de 2012

#### Xutm: 541400





#### Xutm: 541500



### Xutm: 541550



### Xutm: 541600





#### Xutm: 541700





### Xutm: 541750



### Xutm: 541800

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de Horcajada - Via Rheda







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de Horcajada - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de Horcajada - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de Horcajada - Via Rheda





# 9.2.2. <u>Túnel de la Cabreja</u>

Tramo 14: Abia - Cuenca PK inicial: 174+783 PK final: 176+702 Longitud: 1919 metros Sección: Rheda

# ENTRADA AL TÚNEL

#### Хитм: 554550







#### Хитм: 554600



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Feb.2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Cabrejas - Via Rheda





#### Хитм: 554650



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Cabrejas - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Cabrejas - Via Rheda



**HOOU** 





#### **AVANCE 1000 METROS**





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb·2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Cabrejas - Via Rheda



50 /U Frecuencia Hz





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb·2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Cabrejas - Via Rheda



### **AVANCE 1500 METROS**

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 n° 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestrea a 1000 Hz Túnel Cabrejas - Via Rheda

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Cabrejas - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Cabrejas - Via Rheda





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 . 25 Feb.2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Cabrejas - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Cabrejas - Via Rheda



Se presentan a continuación los gráficos de las medidas realizadas el pasado 25 de diciembre de 2012







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de Cabrejas - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de Cabrejas - Via Rheda











Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de Cabrejas - Via Rheda



mm

Amplitud

Situación 555800.0 Ium.puntos 12001.0

120 2

onditud 1.990

Vola

20 30 40 50 60

20 30 40 50 60 70 80 90 100



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de Cabrejas - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de Cabrejas - Via Rheda

Frecuencia Hz

70 80

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de Cabrejas - Via Rheda







Frecuencia Hz

# 9.2.3. <u>Túnel de Buñol</u>

### Tramo 31: Siete aguas - Buñol

PK inicial: 358+795 PK final: 360+696 Longitud: 1901 metros Sección: Rheda

### Хитм: 689880







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel de Buñol - Via Rheda



#### **AVANCE 500 METROS**





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel de Buñol - Via Rheda







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel de Buñol - Via Rheda



### **AVANCE 1100 METROS**



## **AVANCE 1200 METROS**









Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel de Buñol - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel de Buñol - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel de Buñol - Via Rheda



### **AVANCE 1400 METROS**



#### Хитм: 691730





Se presentan a continuación los gráficos de las medidas realizadas el pasado 25 de diciembre de 2012











Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTransición Túnel de Buñol - Vía Rheda



# 9.2.4. Túnel de la Cabrera

Tramo 31: Siete Aguas - Buñol PK inicial: 351+277 PK final: 358+506 Longitud: 7.229 metros Sección: Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de la Cabrera - Via Rheda





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de la Cabrera - Via Rheda





#### ACELERACIÓN VERTICAL DERECHA





#### **AVANCE 1000 METROS**





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de la Cabrera - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de la Cabrera - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de la Cabrera - Via Rheda





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de la Cabrera - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de la Cabrera - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de la Cabrera - Via Rheda



### **AVANCE 1500 METROS**



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de la Cabrera - Vía Rheda 16 14 Coordenada 682750+2000 metros Num.puntos 251,0 Longitud 7.229 m Velocidad 302,2 km/b 12 E 10 8

40 50 60 Frecuencia Hz

30

20



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de la Cabrera - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de la Cabrera - Via Rheda



Amplitud

F

n


#### **AVANCE 2000 METROS**



#### **AVANCE 2500 METROS**







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de la Cabrera - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de la Cabrera - Via Rheda



### **AVANCE 3000 METROS**

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de la Cabrera - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de la Cabrera - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de la Cabrera - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de la Cabrera - Via Rheda



#### **AVANCE 3500 METROS**

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de la Cabrera - Via Rheda 16 Coordenada 682750+3500 metros Num.puntos 321.0 Longitud 7.229 m Velocidad 301.7 km/h 14 12 10 Amplitud mm E n 20 30 40 50 60 70





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de la Cabrera - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel de la Cabrera - Via Rheda oordenada 682750+3500 um.puntos 401.0 engitud 7.229 m 'elocidad 301.7 km/h





Se presentan a continuación los gráficos de las medidas realizadas el pasado 25 de diciembre de 2012







Se compara a continuación la subida y bajada, para comprobar si le afecta las velocidades.



# 9.2.5. Túnel del Bosque

## Tramo Olalla - Arcas del Villar

PK inicial: 190+892 PK final: 194+020 Longitud: 3.128 metros Sección: Vía Rheda Entrada Túnel

### Хитм 569850



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 . 25 Feb.2011 Madrid-Valencia . FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel de El Bosque . Via Rheda





#### **AVANCE 500 METROS**



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel de El Bosque - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel de El Bosque - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel de El Bosque - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 n°7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel de El Bosque - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel de El Bosque - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb·2011 Madrid-Valencia · FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel de El Bosque · Via Rheda



#### **AVANCE 1.000 METROS**





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb·2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel de El Bosque - Vía Rheda



### **AVANCE 2.000 METROS**







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel de El Bosque - Vía Rheda









Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel de El Bosque - Vía Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel de El Bosque - Via Rheda



## **AVANCE 2.500 METROS**





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb.2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel de El Bosque - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel de El Bosque - Vía Rheda







#### **AVANCE 3.000 METROS**



Se presentan a continuación los gráficos de las medidas realizadas el pasado 25 de diciembre de 2012



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel del Bosque - Via Rheda









Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel del Bosque - Via Rheda 10 9 8 7 6 Amplitud mm 5 Situación 569700.0 Num.puntos 2401.0 Longitud 3.128 m Velocidad 300.0 k 3 2 40 50 60 Frecuencia Hz 10 20 30 70 80

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel del Bosque - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel del Bosque - Via Rheda







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel del Bosque - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel del Bosque - Via Rheda



# 9.2.6. <u>Túnel de Hoya de la Roda</u>

## Tramo Embalse de Contreras - Viillargordo

PK inicial: 290+872

PK final: 292+869

Longitud: 1.997 metros

Sección: Vía Rheda







## Se introduce en el túnel (1.500 metros)



Se presentan a continuación los gráficos de las medidas realizadas el pasado 25 de diciembre de 2012



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Hoya de la Roda - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Hoya de la Roda - Via Rheda



nes verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Hoya de la Roda - Via Rheda Aceleracio





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Hoya de la Roda - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Hoya de la Roda - Via Rheda





0.3











# 9.2.7. Túnel de la Loma del Carrascal

## Tramo Cuenca - Olalla

PK inicial: 180+707 PK final: 182+940 Longitud: 2.233 metros Sección: Vía Rheda

## Entrada (Xutm 560350)







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Loma del Casrrascal - Via Rheda







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Loma del Casrrascal - Via Rheda



### **AVANCE 500 METROS**







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Loma del Castrascal - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb·2011 Madrid-Valencia · FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Loma del Casrrascal · Via Rheda







#### **AVANCE 1000 METROS**



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Loma del Casrrascal - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Loma del Casrrascal - Via Rheda



Frecuencia Hz

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Loma del Casrrascal - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Loma del Casrrascal - Via Rheda



60 70 Frecuencia Hz

#### **AVANCE 1.500 METROS**



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb.2011 Madrid-Valencia · FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Loma del Casrrascal · Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Loma del Casrrascal - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Loma del Casrrascal - Via Rheda







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 . 25 Feb.2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz. Túnel Loma del Casrrascal - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Loma del Casrrascal - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Loma del Casrrascal - Via Rheda



## **AVANCE 2000 METROS**



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Loma del Castrascal - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Loma del Casrrascal - Via Rheda

22

Avance 560350+2000 metros Num.puntos 331.0 Longitud 2.233 m Velocidad= 286.7 km/h

45

50

Frequencia Hz

5F

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Loma del Castrascal - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Loma del Casrrascal - Via Rheda



Se presentan a continuación los gráficos de las medidas realizadas el pasado 25 de







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de la Loma del Carrascal - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de la Loma del Carrascal - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de la Loma del Carrascal - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de la Loma del Carrascal - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de la Loma del Carrascal - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de la Loma del Carrascal - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de la Loma del Carrascal - Via Rheda







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de la Loma del Carrascal - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de la Loma del Carrascal - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de la Loma del Carrascal - Via Rheda 10 9 8 Amplitud mm 6 in 560108.0 5 n.puntos 1801.( gitud 2.233 m 1 297.0 20 30 40 50 60 Frecuencia Hz 70 80 90 100 10



## 9.2.8. Túnel de Umbría de los Molinos

# Tramo Embalse de Contreras - Viillargordo PK inicial: 295+373 PK final: 296+875

Longitud: 1.502 metros Sección: Vía Rheda









Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Umbría de los Molinos - Via Rheda



Se presentan a continuación los gráficos de las medidas realizadas el pasado 25 de diciembre de 2012



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Umbría de los Molinos - Via Rheda





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 . 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Umbría de los Molinos - Via Rheda







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Umbría de los Molinos - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Umbria de los Molinos - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Umbría de los Molinos - Via Rheda q 8 7 6 mm Amplitud ituación 629308.0 um.puntos 2401.0 ongitud 1.502 m elocidad 245.6 ki 0

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Umbría de los Molinos - Via Rheda



40 50 60 70 80 Frecuencia Hz

90 100

10. 20 30



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Umbria de los Molinos - Via Rheda



# 9.2.9. <u>Túnel de Villagordo del Cabriel</u>

## Tramo Viillargordo Venta del Moro

PK inicial: 299+231

PK final: 302+326

Longitud: 3.095 metros

Sección: Vía Rheda

#### Entrada al túnel



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Villalgordo del Cabriel - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Villalgordo del Cabriel - Via Rheda



65

50 55

Frecuencia Hz

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Villalgordo del Cabriel - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Villalgordo del Cabriel - Via Rheda

75 80 85

80 85



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Villalgordo del Cabriel - Via Rheda



65 70 Frecuencia Hz



mm Amplitud 1













Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzTúnel Villalgordo del Cabriel - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Villalgordo del Cabriel - Via Rheda





Se presentan a continuación los gráficos de las medidas realizadas el pasado 25 de diciembre de 2012







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Villargordo del Cabriel - Via Rheda





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Villargordo del Cabriel - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Villargordo del Cabriel - Via Rheda





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Villargordo del Cabriel - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Villargordo del Cabriel - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Villargordo del Cabriel - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Villargordo del Cabriel - Via Rheda 5 4.5 ación 633500.0 4 Num.puntos 4801.0 Longitud 3.095 m 3.5 ad . 262 4 mm 3 Amplitud 2.5 2 1.5 0.5 0<u>\*</u>0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 Frecuencia Hz 100

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Villargordo del Cabriel - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa, Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Villargordo del Cabriel - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Villargordo del Cabriel - Via Rheda





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Villargordo del Cabriel - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre 2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel Villargordo del Cabriel - Via Rheda



# 9.2.10. Túnel de Torrent

Tramo 34: Aldaia- Picaya

PK inicial: 386+181 PK final: 389+171 Longitud: 2.990 metros Sección: Rheda











#### **AVANCE 500 METROS**



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Torrent - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Torrent - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb.2011 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Torrent - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Torrent - Via Rheda



## **AVANCE 1.000 METROS**

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Torrent - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Torrent - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb·2011 Madrid Valencia · FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Torrent - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Torrent - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Torrent - Via Rheda Arence 716201 - 100 métros Longfud 2390 m Vecidad 2311 kmh 25 10 10

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Torrent - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Torrent - Via Rheda

60

Frecuencia Hz

50

70



n

#### **AVANCE 2.000 METROS**







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Torrent - Via Rheda



#### **AVANCE 2.500 METROS**







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Torrent - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 · 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 Hz Túnel Torrent - Via Rheda









Se presentan a continuación los gráficos de las medidas realizadas el pasado 25 de diciembre de 2012



40 50 60 Frecuencia Hz

 






ongitud 2.990 m -256,3 k



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre-2012 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de Torrent - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de Torrent - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de Torrent - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de Torrent - Via Rheda 5 4.5 n 715973.0 km/h n.puntos 2401.0 3.5 naitud 2.990 m mm 33 127.0 Amplitud 2.5 2 1.5 0.6 10 20 40 50 60 Frecuencia Hz 60 70 80 30 90



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de Torrent - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de Torrent - Via Rheda





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de Torrent - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de Torrent - Via Rheda



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre-2012 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzTúnel de Torrent - Via Rheda





# 9.3. VIADUCTOS

9.3.1. Viaducto sobre el río Turia

Tramo 35: Picanya - Valencia PK inicial: 393+238 PK final: 393+838 Longitud: 572 metros Sección: OBB







Frecuencia Hz





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzViaducto del Turia - Via OBB 4.5 Velocidad= 110.6 km/h Num.puntos 801.0 Longitud 572 m Coordenada Xutm 723100.1 3.5 3 mm 2.5 Amplitud 2 0.5 0 10 20 .30 40 50 60 70 80 90 100 Frecuencia Hz

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzViaducto del Turia - Via OBB



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzViaducto del Turia - Via OBB 4.5 Velocidad= 110.3 km/h Num.puntos 1201.0 Longitud 572 m Coordenada Xutm 723100.4 3.5 3 2.5

Amplitud mm

2

15

0.5











Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzViaducto del Turia - Via OBB









0.













Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzViaducto del Turia - Via OBB





Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzViaducto del Turia - Via OBB



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzViaducto del Turia - Via OBB



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzViaducto del Turia - Via OBB











Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzViaducto del Turia - Via OBB



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzViaducto del Turia - Via OBB



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzViaducto del Turia - Vía OBB








Frecuencia Hz Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzViaducto del Turia - Via OBB 3.5 Velocidad= 98.2 km/h Num.puntos 1781.0 Longitud 572 m Coordenada Xutm 723400 uu philduy 2.5 2 1.5 2.5 0.

Frecuencia Hz



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzViaducto del Turia - Via OBB



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzViaducto del Turia - Via OBB



#### Xutm: 723500







Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Feb-2011 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 1000 HzViaducto del Turia - Via OBB



















Se presentan a continuación los gráficos de las medidas realizadas el pasado 25 de diciembre de 2012

#### Хитм=723600





#### Хитм=723500









5.5 5 4.5

E 3.5

Amplitud

3

2.5 L

1.5

0.5 0

0

2 Vek

ación 723500.0

lum.puntos 4801.0 .ongitud 572 m

10 20

ad 124,1 km/

30



#### Хитм=723400

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzViaducto sobre el río Turia - Via OBB



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzViaducto sobre el río Turia - Via OBB



40 50 60 Frecuencia Hz

70

80 90 100

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzViaducto sobre el río Turia - Via OBB

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzViaducto sobre el río Turia - Via OBB



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzViaducto sobre el río Turia - Via OBB



#### Хитм=723300



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzViaducto sobre el río Turia - Via OBB



4.5

3.5

2.5 Amplitud

15

Ο.

Situación 723309.0 Ium.puntos 3001.0 \_ongitud 572 m Jelocidad 134.0 k

10 20 30

mm



#### Хитм=723200



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzViaducto sobre el río Turia - Via OBB



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzViaducto sobre el río Turia - Via OBB

50

40 50 60 Frecuencia Hz

70 80 90 100

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzViaducto sobre el río Turia - Via OBB



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 - 25 Diciembre-2012 Madrid Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzViaducto sobre el río Turia - Via OBB



#### Хитм=723100



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzViaducto sobre el río Turia - Via OBB







#### Хитм=722900



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 . 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzViaducto sobre el río Turia - Via OBB



Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº 7 . 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzViaducto sobre el río Turia - Via OBB 5.5 5 4.5 Ż 3.5 mm 3 Amplitud 2.5 2 Situación 722900.0 Num.puntos 9001.0 Longitud 572 m Velocidad 153.2 kr 1.5 0.5 ر و ا 10 20 30 40 50 60 70 Frecuencia Hz

Aceleraciones verticales en caja de grasa. Talgo S112 nº7 - 25 Diciembre-2012 Madrid-Valencia - FFT de la señal original Muestreo a 12000 HzViaducto sobre el río Turia - Via OBB



# **10. ANÁLISIS DE RESULTADOS**

## **10.1. FRECUENCIAS DOMINANTES OBRAS DE TIERRAS. TERRAPLENES**

## 10.1.1. Terraplén 17

### Tramo Seseña- Aranjuez

P.K. 56+186- P.K. 58+313 Longitud: 2.127 metros Altura máxima: 15,18 m

#### **RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HZ**

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
443400	53	99,2	0,84	30,8	36,73
443500	54	102,97	0,81	31,23	38,64
443600	54	102,97	0,81	31,23	38,64
443900	60	127,1	0,65	33,5	51,29
444000	58	118,79	0,7	32,69	46,48
444100	59	122,93	0,68	33,08	48,77

#### **GRAFICOS RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HZ**





### **RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HZ**

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
443400	58	118,79	0,7	32,69	46,48
443500	58	118,79	0,7	32,69	46,48
443600	58	118,79	0,7	32,69	46,48
443700	60	127,1	0,65	33,5	51,29
443800	58	118,79	0,7	32,69	46,48
444000	58	118,79	0,7	32,69	46,48
444200	60	127,1	0,65	33,5	51,29
444300	58	118,79	0,7	32,69	46,48

#### **GRAFICOS RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HZ**





# 10.1.2. <u>Terraplén 22</u>

Tramo Ontígola - Ocaña

P.K. 64+222- P.K. 66+919 Longitud: 2.697 metros Altura máxima: 6,43 m

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
449250	60	127,1	0,65	33,5	51,29
449300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
449350	59	122,93	0,68	33,08	48,77
449400	60	127,1	0,65	33,5	51,29
449500	59	122,93	0,68	33,08	48,77
449600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
449700	50	88,3	0,94	29,7	31,65
449800	50	88.3	0,94	29,7	31,65
449900	50	88,3	0,94	29,7	31,65
450100	50	88,3	0,94	29,7	31,65
450200	52	95,5	0,87	30,5	35,00
450300	51	91,9	0,90	30,1	33,43
450500	51	91,9	0,90	30,1	33,43
450700	50	88,3	0,94	29,7	31,65
450800	50	88,3	0,94	29,7	31,65
450900	50	88,3	0,94	29,7	31,65
451000	50	88,3	0,94	29,7	31,65
451200	51	91,9	0,90	30,1	33,43







Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
449000	59	122,93	0,68	33,08	48,77
449100	61	131,4	0,63	33,93	54,09
449200	60	127,1	0,65	33,5	51,29
449400	59	122,93	0,68	33,08	48,77
449500	60	127,1	0,65	33,5	51,29
449600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
449700	60	127,1	0,65	33,5	51,29
449900	60	127,1	0,65	33,5	51,29
450000	60	127,1	0,65	33,5	51,29
450200	60	127,1	0,65	33,5	51,29
450300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
450400	60	127,1	0,65	33,5	51,29
450500	60	127,1	0,65	33,5	51,29
450600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
450700	60	127,1	0,65	33,5	51,29







# 10.1.3. <u>Terraplén 32</u>

Tramo Ocaña - Villarrubia

PK inicial: 209+600- PK final: 217+950

Longitud: 8.350 metros

Altura máxima: 22,19

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
469200	59	122,93	0,68	33,08	48,77
469300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
469400	58	118,79	0,7	32,69	46,48
469600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
469700	51	91,9	0,90	30,1	33,43
469800	50	88,3	0,94	29,7	31,65
469900	50	88,3	0,94	29,7	31,65
470000	50	88,3	0,94	29,7	31,65
470200	50	88,3	0,94	29,7	31,65
470300	50	88,3	0,94	29,7	31,65
470400	48	81,36	1,02	28,33	28,93
470400	51	91,9	0,90	30,1	33,43
470500	50	88,3	0,94	29,7	31,65
470600	50	88,3	0,94	29,7	31,65
470700	50	88,3	0,94	29,7	31,65

## **RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HZ**

### **GRAFICOS RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HZ**



Posicion	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
463900	60	127,1	0,65	33,5	51,29
464000	60	127,1	0,65	33,5	51,29
464200	60	127,1	0,65	33,5	51,29
464300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
464400	60	127,1	0,65	33,5	51,29
464500	60	127,1	0,65	33,5	51,29
464700	60	127,1	0,65	33,5	51,29
464800	60	127,1	0,65	33,5	51,29
465100	60	127,1	0,65	33,5	51,29
465200	60	127,1	0,65	33,5	51,29
465300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
465400	60	127,1	0,65	33,5	51,29
465500	60	127,1	0,65	33,5	51,29
465600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
465700	60	127,1	0.65	33,5	51,29
465800	60	127,1	0.65	33,5	51,29
466100	60	127,1	0.65	33,5	51,29
466200	60	127,1	0,65	33,5	51,29
466300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
466400	60	127,1	0,65	33,5	51,29
466600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
466700	60	127,1	0,65	33,5	51,29
467100	60	127,1	0,65	33,5	51,29
467200	60	127,1	0,65	33,5	51,29
467500	60	127,1	0,65	33,5	51,29
468000	60	127,1	0,65	33,5	51,29
468300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
468700	60	127,1	0,65	33,5	51,29
469000	60	127,1	0,65	33,5	51,29
469500	60	127,1	0,65	33,5	51,29
470000	60	127,1	0,65	33,5	51,29
470300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
470500	60	127,1	0,65	33,5	51,29
470700	60	127,1	0,65	33,5	51,29
470800	60	127,1	0,65	33,5	51,29
471000	60	127,1	0,65	33,5	51,29
471100	60	127,1	0,65	33,5	51,29
471300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
471400	60	127,1	0,65	33,5	51,29
471500	60	127,1	0.65	33,5	51,29





# 10.1.4. Terraplén 44

Tramo 7: Santa Cruz - Tarancón PK inicial: 102+481 PK final: =106+999 Longitud: 4.518 metros Altura máxima: 7,9 metros

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
485600	55	106,8	0,78	31,5	40,20
485900	55	106,8	0,78	31,5	40,20
486000	50	88,3	0,94	29,7	31,65
486200	50	88,3	0,94	29,7	31,65
487000	51	91,9	0,90	30,1	33,43
487200	50	88,3	0,94	29,7	31,65
487300	50	88,3	0,94	29,7	31,65
488000	51	91,9	0,90	30,1	33,43
488200	51	91,9	0,90	30,1	33,43
489200	50	88,3	0,94	29,7	31,65
489300	49	84,79	0,98	29,28	29,75





Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
484900	60	127,1	0,65	33,5	51,29
485000	60	127,1	0,65	33,5	51,29
485100	60	127,1	0,65	33,5	51,29
485300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
485500	60	127,1	0,65	33,5	51,29
485600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
485700	60	127,1	0,65	33,5	51,29
485800	60	127,1	0,65	33,5	51,29
486100	60	127,1	0,65	33,5	51,29
486200	60	127,1	0,65	33,5	51,29
486400	60	127,1	0,65	33,5	51,29
486700	60	127,1	0,65	33,5	51,29
486800	60	127,1	0,65	33,5	51,29
486900	60	127,1	0,65	33,5	51,29
487100	60	127,1	0,65	33,5	51,29
487200	60	127,1	0,65	33,5	51,29
487300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
487400	60	127,1	0,65	33,5	51,29
487500	60	127,1	0,65	33,5	51,29
487600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
487700	60	127,1	0,65	33,5	51,29
487800	60	127,1	0,65	33,5	51,29
488200	59	122,93	0,68	33,08	48,77
488300	59	122,93	0,68	33,08	48,77
488400	59	122,93	0,68	33,08	48,77
488500	59	122,93	0,68	33,08	48,77
488600	59	122,93	0,68	33,08	48,77
488700	59	122,93	0,68	33,08	48,77
488800	59	122,93	0,68	33,08	48,77
488900	59	122,93	0,68	33,08	48,77





10.1.5. Terraplén 59

Tramo 8: Tarancón - Uclés PK inicial: 127+630 PK final: 129+530 Longitud: 1.900 metros Altura máxima: 18 metros

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K <sub>Sin</sub>
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
508750	60	127,1	0,65	33,5	51,29
508800	50	88,3	0,94	29,7	31,65
508900	50	88,3	0,94	29,7	31,65
508900	55	106,8	0,78	31,5	40,20
509200	50	88,3	0,94	29,7	31,65
509300	50	88,3	0,94	29,7	31,65
509400	50	88,3	0,94	29,7	31,65
509600	50	88,3	0,94	29,7	31,65



#### **RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HZ**

508800

508900

70,0

50,0

508750

Posicion	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
508500	60	127,1	0,65	33,5	51,29
508600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
508700	60	127,1	0,65	33,5	51,29
508900	60	127,1	0,65	33,5	51,29
509000	60	127,1	0,65	33,5	51,29
509200	60	127,1	0,65	33,5	51,29
509300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
509400	60	127,1	0,65	33,5	51,29
509600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
509800	60	127,1	0,65	33,5	51,29
509900	60	127,1	0,65	33,5	51,29
510100	60	127,1	0,65	33,5	51,29
510200	60	127,1	0,65	33,5	51,29

508900

Coordenadas UTM

509200

509300

509400

509600





# 10.1.6. Terraplén 66

Tramo 9: Uclés - Campos del Paraiso

PK inicial: 134+452

PK final: 136+423

Longitud: 1.971 metros

Altura máxima: 19,66 metros

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
515500	50	88,3	0,94	29,7	31,65
515700	52	95,5	0,87	30,5	35,00
515700	55	106,8	0,78	31,5	40,20
515800	54	102,97	0,81	31,23	38,64
516000	58	118,79	0,7	32,69	46,48
516100	60	127,1	0,65	33,5	51,29
516200	50	88,3	0,94	29,7	31,65
516300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
516700	52	95,5	0,87	30,5	35,00
517100	55	106,8	0,78	31,5	40,20





Posicion	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
515300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
515600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
515700	60	127,1	0,65	33,5	51,29
515800	60	127,1	0,65	33,5	51,29
515900	60	127,1	0,65	33,5	51,29
516000	60	127,1	0,65	33,5	51,29
516100	60	127,1	0,65	33,5	51,29
516200	60	127,1	0,65	33,5	51,29
516300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
516400	60	127,1	0,65	33,5	51,29
516500	60	127,1	0,65	33,5	51,29
516600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
516700	60	127,1	0,65	33,5	51,29
516800	60	127,1	0,65	33,5	51,29
516900	60	127,1	0,65	33,5	51,29
517000	60	127,1	0,65	33,5	51,29
517100	60	127,1	0,65	33,5	51,29







# 10.1.7. Terraplén 80

Tramo 10: Campos del Paraiso- Horcajada

PK inicial: 152+900

PK final: 154+400

Longitud: 1.500 metros

Altura máxima: 19 metros

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K <sub>Sin</sub> carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
533300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
533600	48	81,36	1,02	28,33	28,93
533700	52	95,5	0,87	30,5	35,00
533700	56	110,74	0,75	31,98	42,5
533800	55	106,8	0,78	31,5	40,20
533800	52	95,5	0,87	30,5	35,00
533900	53	99,2	0,84	30,8	36,73
533900	52	95,5	0,87	30,5	35,00
534000	55	106,8	0,78	31,5	40,20
534000	55	106,8	0,78	31,5	40,20
534100	50	88,3	0,94	29,7	31,65
534200	60	127,1	0,65	33,5	51,29





Posición	Frecuencia propia	K <sub>global</sub>	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
533300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
533400	60	127,1	0,65	33,5	51,29
533500	60	127,1	0,65	33,5	51,29
533600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
533800	60	127,1	0,65	33,5	51,29
534300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
534400	60	127,1	0,65	33,5	51,29
534600	60	127,1	0,65	33,5	51,29







# 10.1.8. <u>Terraplén 96</u>

Tramo 12: Naharros-Torrejoncillo

PK inicial: 164+495

PK final: 165+465

Longitud: 970 metros

Altura máxima: 12 metros

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
544600	58	118,79	0,7	32,69	46,48
544600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
544700	54	102,97	0,81	31,23	38,64
544800	60	127,1	0,65	33,5	51,29
544900	60	127,1	0,65	33,5	51,29
545000	60	127,1	0,65	33,5	51,29
545100	60	127,1	0,65	33,5	51,29
545200	50	88,3	0,94	29,7	31,65
545500	55	106,8	0,78	31,5	40,20





Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
544400	60	127,1	0,65	33,5	51,29
544500	60	127,1	0,65	33,5	51,29
544600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
544700	60	127,1	0,65	33,5	51,29
544800	60	127,1	0,65	33,5	51,29
545000	60	127,1	0,65	33,5	51,29
545100	60	127,1	0,65	33,5	51,29
545200	60	127,1	0,65	33,5	51,29
545300	60	127,1	0,65	33,5	51,29







# 10.1.9. Terraplén 125

Tramo 14: Abía de la Obispalía - Cuenca PK inicial: 177+943 PK final: 178+859 Longitud: 916 metros Altura máxima: 12,67 metros

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
557700	50	88,3	0,94	29,7	31,65
557800	50	88,3	0,94	29,7	31,65
557900	60	127,1	0,65	33,5	51,29
558000	58	118,79	0,7	32,69	46,48
558200	60	127,1	0,65	33,5	51,29





Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
557200	59	122,93	0,68	33,08	48,77
557400	55	106,8	0,78	31,5	40,20
557500	55	106,8	0,78	31,5	40,20
557600	58	118,79	0,7	32,69	46,48
557700	58	118,79	0,7	32,69	46,48
557800	58	118,79	0,7	32,69	46,48
557900	59	122,93	0,68	33,08	48,77
558000	59	122,93	0,68	33,08	48,77
558100	59	122,93	0,68	33,08	48,77







# 10.1.10. <u>Terraplén 149</u>

## Tramo 16: Olalla - Arcas del Villar

PK inicial: 198+569

PK final: 199+835

Longitud: 1.266 metros

Altura máxima: 19,79 metros

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
576000	50	88,3	0,94	29,7	31,65
576100	49	84,79	0,98	29,28	29,75
576300	52	95,5	0,87	30,5	35,00
576400	50	88,3	0,94	29,7	31,65
576500	53	99,2	0,84	30,8	36,73
576700	49	84,79	0,98	29,28	29,75
577100	50	88,3	0,94	29,7	31,65





Posicion	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
575800	60	127,1	0,65	33,5	51,29
576100	60	127,1	0,65	33,5	51,29
576200	60	127,1	0,65	33,5	51,29
576300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
576400	60	127,1	0,65	33,5	51,29
576500	60	127,1	0,65	33,5	51,29
576600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
576700	60	127,1	0,65	33,5	51,29



Coordenadas UTM

# 10.1.11. <u>Terraplén 155</u>

Tramo 17: Arcas del Villar - Fuentes

PK inicial: 203+436

PK final: 204+521

Longitud: 1.085 metros

Altura máxima: 14 metros

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Desc.	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
579400	59	122,93	0,68	33,08	48,77
579400	60	127,1	0,65	33,5	51,29
579500	58	118,79	0,7	32,69	46,48
579500	59	122,93	0,68	33,08	48,77
579800	60	127,1	0,65	33,5	51,29
579800	60	127,1	0,65	33,5	51,29
579900	55	106,8	0,78	31,5	40,20
580000	50	88,3	0,94	29,7	31,65
580000	52	95,5	0,87	30,5	35,00
580100	49	84,79	0,98	29,28	29,75
580100	51	91,9	0,90	30,1	33,43





Posicion	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
579300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
579400	60	127,1	0,65	33,5	51,29
579500	60	127,1	0,65	33,5	51,29
579600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
579700	60	127,1	0,65	33,5	51,29
579800	60	127,1	0,65	33,5	51,29
579900	60	127,1	0,65	33,5	51,29







# 10.1.12. <u>Terraplén 173</u>

# Tramo 18: Fuentes - Monteagudo

PK inicial: 223+050

PK final: 224+330

Longitud: 1.280 metros

Altura máxima: 16,74 metros

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
585700	55	106,8	0,78	31,5	40,20
585700	57	114,73	0,72	32,44	45,08
585800	60	127,1	0,65	33,5	51,29
585900	60	127,1	0,65	33,5	51,29
586100	57	114,73	0,72	32,44	45,08
586100	55	106,8	0,78	31,5	40,20
586200	53	99,2	0,84	30,8	36,73





Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
585600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
585700	60	127,1	0,65	33,5	51,29
585800	60	127,1	0,65	33,5	51,29
585900	60	127,1	0,65	33,5	51,29
586000	60	127,1	0,65	33,5	51,29
586100	60	127,1	0,65	33,5	51,29







# 10.1.13. <u>Terraplén 192</u>

**TRAMO 22: Tramo Motilla - Iniesta** 

P.K. inicial: 258+575

P.K. final:260+331

Longitud: 1.756 metros

Altura máxima: 14,1 metros

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
594700	54	102,97	0,81	31,23	38,64
594700	55	106,8	0,78	31,5	40,20
594800	59	122,93	0,68	33,08	48,77
594800	60	127,1	0,65	33,5	51,29
594900	50	88,3	0,94	29,7	31,65
595000	52	95,5	0,87	30,5	35,00
595000	56	110,74	0,75	31,98	42,5
595100	50	88,3	0,94	29,7	31,65
595200	60	127,1	0,65	33,5	51,29





Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
594000	58	118,79	0,70	32,69	46,48
594100	51	91,85	0,90	30,14	33,43
594200	53	99,20	0,84	30,84	36,73
594300	51	91,85	0,90	30,14	33,43
594400	51	91,85	0,90	30,14	33,43
594500	51	91,85	0,90	30,14	33,43
594600	51	91,85	0,90	30,14	33,43
594700	51	91,85	0,90	30,14	33,43
594800	59	122,93	0,68	33,08	48,77
594900	61	131,40	0,63	33,93	54,09
595000	51	91,85	0,90	30,14	33,43
595100	51	91,85	0,90	30,14	33,43
595200	58	118,79	0,70	32,69	46,48
595300	51	91,85	0,90	30,14	33,43
595400	51	91,85	0,90	30,14	33,43
595500	51	91,85	0,90	30,14	33,43





# 10.1.14. <u>Terraplén 255</u>

Tramo 29: San Antonio - Requena

PK inicial: 326+742

PK final: 329+287

Longitud: 2.545 metros

Altura máxima: 15 metros

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
659800	50	88,3	0,94	29,7	31,65
660600	50	88,3	0,94	29,7	31,65
660800	50	88,3	0,94	29,7	31,65
661400	52	95,5	0,87	30,5	35,00
661400	53	99,2	0,84	30,8	36,73
661600	52	95,5	0,87	30,5	35,00
661600	53	99,2	0,84	30,8	36,73
661800	59	122,93	0,68	33,08	48,77
661800	60	127,1	0,65	33,5	51,29
662000	60	127,1	0,65	33,5	51,29





Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
659600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
659700	60	127,1	0,65	33,5	51,29
659900	60	127,1	0,65	33,5	51,29
660100	60	127,1	0,65	33,5	51,29
660200	60	127,1	0,65	33,5	51,29
660500	60	127,1	0,65	33,5	51,29
660600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
660700	60	127,1	0,65	33,5	51,29
660900	60	127,1	0,65	33,5	51,29
661000	60	127,1	0,65	33,5	51,29
661100	60	127,1	0,65	33,5	51,29
661200	60	127,1	0,65	33,5	51,29
661300	60	127,1	0,65	33,5	51,29
661500	60	127,1	0,65	33,5	51,29





# **10.2. FRECUENCIAS DOMINANTES TÚNELES**

# 10.2.1. Túnel de Horcajada

## Tramo 11: Horcajada - Naharros

PK inicial: 157+670

PK final: 161+619

Longitud: 3.949 metros

Sección: Rheda

propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
61	131,4	0,63	33,93	54,09
61	131,4	0,63	33,93	54,09
60	127,1	0,65	33,5	51,29
59	122,93	0,68	33,08	48,77
59	122,93	0,68	33,08	48,77
60	127,1	0,65	33,5	51,29
	propia   Hz   61   61   62   59   59   60	propia Rgrobal   Hz kN/mm   61 131,4   61 131,4   60 127,1   59 122,93   59 122,93   60 127,1	propia Rground Descense   Hz kN/mm mm   61 131,4 0,63   61 131,4 0,63   60 127,1 0,65   59 122,93 0,68   59 122,93 0,68   60 127,1 0,65	propia Rgrobal Descense Re   Hz kN/mm mm KN   61 131,4 0,63 33,93   61 131,4 0,63 33,93   60 127,1 0,65 33,5   59 122,93 0,68 33,08   59 122,93 0,68 33,08   60 127,1 0,65 33,5
### **RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HZ**





#### **RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HZ**

Posicion	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
541400	60	127,1	0,65	33,5	51,29
541450	60	127,1	0,65	33,5	51,29
541500	60	127,1	0,65	33,5	51,29
541550	60	127,1	0,65	33,5	51,29
541600	60	127,1	0,65	33,5	51,29
541650	60	127,1	0,65	33,5	51,29
541700	60	127,1	0,65	33,5	51,29
541750	60	127,1	0,65	33,5	51,29
541800	60	127,1	0,65	33,5	51,29

### **RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HZ**



## 10.2.2. Túnel de la Cabreja

541400

#### Tramo 14: Abia - Cuenca

PK inicial: 174+783 PK final: 176+702

Longitud: 1919 metros

Sección: Rheda

#### **RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HERZIOS**

541450

541500

541550

541600

Coordenadas UTM

541650

541700

541750

541800

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
Entrada (554550)	42	62,29	1,33	26,52	19,97
Entrada (554550)	43	65,29	1,27	26,94	21,25
Entrada (554600)	40	56,5	1,47	25,67	17,1
Entrada (554650)	51	91,9	0,90	30,1	33,43
Avance 1000 metros	49	84,79	0,98	29,28	29,75
Avance 1000 metros	50	88,3	0,94	29,7	31,65
Avance 1500 metros	42	62,29	1,33	26,52	19,97
Avance 1500 metros	43	65,29	1,27	26,94	21,25

## **GRÁFICO RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HERZIOS**





#### **RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HERZIOS**

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
554700	46	74,72	1,11	28,26	25,43
554800	46	74,72	1,11	28,26	25,43
554800	49	84,79	0,98	29,28	29,75
554900	50	88,3	0,94	29,7	31,65
555100	50	88,3	0,94	29,7	31,65
555200	50	88,3	0,94	29,7	31,65
555300	50	88,3	0,94	29,7	31,65
555400	50	88,3	0,94	29,7	31,65
555500	50	88,3	0,94	29,7	31,65
555600	50	88,3	0,94	29,7	31,65
555700	50	88,3	0,94	29,7	31,65
555800	50	88,3	0,94	29,7	31,65
555900	50	88,3	0,94	29,7	31,65
556000	50	88,3	0,94	29,7	31,65
556100	50	88,3	0,94	29,7	31,65

## **GRÁFICO RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HERZIOS**



## 10.2.3. Túnel de Buñol

Tramo 31: Siete aguas - Buñol

PK inicial: 358+795

PK final: 360+696

Longitud: 1901 metros

Sección: Rheda

**RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HZ** 

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
Entrada (689880)	50	88,3	0,94	29,7	31,65
Entrada (689880)	51	91,9	0,90	30,1	33,43
Avance 500 metros	45	71,51	1,16	27,76	23,99
Avance 1000 metros	45	71,51	1,16	27,76	23,99
Avance 1000 metros	49	84,79	0,98	29,28	29,75
Avance 1100 metros	45	71,51	1,16	27,76	23,99
Avance 1100 metros	50	88,3	0,94	29,7	31,65
Avance 1200 metros	48	81,36	1,02	28,33	28,93
Avance 1200 metros	49	84,79	0,98	29,28	29,75
Avance 1400 metros	48	81,36	1,02	28,33	28,93
Salida (691730)	45	71,51	1,16	27,76	23,99
Salida (691730)	50	88,3	0,94	29,7	31,65

#### **GRAFICOS RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HZ**



### **RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HZ**

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
690000	51	91,9	0,90	30,1	33,43
690500	51	91,9	0,90	30,1	33,43
691000	51	91,9	0,90	30,1	33,43
691500	51	91,9	0,90	30,1	33,43
691600	51	91,9	0,90	30,1	33,43
691700	51	91,9	0,90	30,1	33,43

**GRAFICOS RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HZ** 





10.2.4. Túnel de la Cabrera

Tramo 31: Siete aguas - Buñol

PK inicial: 351+277

PK final: 358+506

Longitud: 7.229 metros

Sección: Rheda

**RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HZ** 

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
Entrada (682750)	45	71,51	1,16	27,76	23,99
Entrada (682750)	49	84,79	0,98	29,28	29,75
Avance 1000 metros	50	88,3	0,94	29,7	31,65
Avance 1000 metros	51	91,9	0,90	30,1	33,43
Avance 1500 metros	49	84,79	0,98	29,28	29,75
Avance 1500 metros	50	88,3	0,94	29,7	31,65
Avance 2000 metros	50	88,3	0,94	29,7	31,65
Avance 2500 metros	46	74,7	1,11	28,26	25,43
Avance 2500 metros	49	84,79	0,98	29,28	29,75
Avance 3000 metros	52	95,5	0,87	30,5	35,00
Avance 3500 metros	40	56,5	1,47	25,67	17,1
Avance 3500 metros	42	62,29	1,33	26,52	19,97

### **RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HZ**





#### **RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HZ**

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
682700	50	88,3	0,94	29,7	31,65
683700	50	88,3	0,94	29,7	31,65
684700	50	88,3	0,94	29,7	31,65
685700	50	88,3	0,94	29,7	31,65
686700	50	88,3	0,94	29,7	31,65
687700	50	88,3	0,94	29,7	31,65
688700	50	88,3	0,94	29,7	31,65

### **RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HZ**





## 10.2.5. Túnel del Bosque

Tramo Olalla - Arcas del Villar

PK inicial: 190+892

PK final: 194+020

Longitud: 3.128 metros

Sección: Vía Rheda

**RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HZ** 

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
Entrada (569850)	48	81,36	1,02	28,33	28,93
Entrada (569850)	50	88,3	0,94	29,7	31,65
Avance 500 metros	40	56,5	1,47	25,67	17,1
Avance 500 metros	42	62,29	1,33	26,52	19,97
Avance 500 metros	43	65,29	1,27	26,94	21,25
Avance 1,000 metros	40	56,5	1,47	25,67	17,1
Avance 1.000 metros	42	62,29	1,33	26,52	19,97
Avance 1.000 metros	43	65,29	1,27	26,94	21,25
Avance 2.000 metros	50	88,3	0,94	29,7	31,65
Avance 2.500 metros	44	68,37	1,21	27,33	22,54
Avance 2.500 metros	46	74,72	1,11	28,26	25,43
Avance 2.500 metros	48	81,36	1,02	28,33	28,93
Avance 3.000 metros	43	65,29	1,27	26,94	21,25

### **GRAFICOS RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HZ**





#### **RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HZ**

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
569700	45	71,51	1,16	27,76	23,99
570300	50	88,28	0,94	29,73	31,65
570300	48	81,36	1,02	28,33	28,93
570400	45	71,51	1,16	27,76	23,99
571100	45	71,51	1,16	27,76	23,99
571100	45	71,51	1,16	27,76	23,99
571700	48	81,36	1,02	28,33	28,93
571800	48	81,36	1,02	28,33	28,93
571900	45	71,51	1,16	27,76	23,99







# 10.2.6. Túnel Hoya de la Roda

# Tramo Embalse de Contreras - Viillargordo

PK inicial: 290+872 PK final: 292+869 Longitud: 1.997 metros Sección: Vía Rheda

### **RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HZ**

Posicion	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
682750	45	71,51	1,16	27,76	23,99
682850	40	56,5	1,47	25,67	17,1
682950	40	56,5	1,47	25,67	17,1
683100	45	71,51	1,16	27,76	23,99
684200	49	84,79	0,98	29,28	29,75

### **GRAFICOS RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HZ**





#### **RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HZ**

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
625300	49	84,79	0,98	29,28	29,75
625500	50	88,28	0,94	29,73	31,65
625700	50	88,28	0,94	29,73	31,65
625800	49	84,79	0,98	29,28	29,75
625900	49	84,79	0,98	29,28	29,75
626000	50	88,28	0,94	29,73	31,65
626100	49	84,79	0,98	29,28	29,75
626200	49	84,79	0,98	29,28	29,75
626300	49	84,79	0,98	29,28	29,75
626400	49	84,79	0,98	29,28	29,75







# 10.2.7. Túnel Loma del Carrascal

#### Tramo Cuenca - Olalla

PK inicial: 180+707

PK final: 182+940

Longitud: 2.233 metros

Sección: Vía Rheda

## **RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HZ**

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
Entrada (560350)	40	56,5	1,47	25,67	17,1
Entrada (560350)	45	71,51	1,16	27,76	23,99
Avance 500 metros	40	56,5	1,47	25,67	17,1
Avance 1000 metros	40	56,5	1,47	25,67	17,1
Avance 1000 metros	43	65,29	1,27	26,94	21,25
Avance 1500 metros	50	88,3	0,94	29,7	31,65
Avance 2000 metros	43	65,29	1,27	26,94	21,25
Avance 2000 metros	45	71,51	1,16	27,76	23,99

### **GRAFICOS RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HZ**





#### **RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HZ**

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
560100	50	88,28	0,94	29,73	31,65
560800	50	88,28	0,94	29,73	31,65
560900	42	62,29	1,33	26,52	19,97
561000	50	88,28	0,94	29,73	31,65
561200	49	84,79	0,98	29,28	29,75
561300	49	84,79	0,98	29,28	29,75
561400	50	88,28	0,94	29,73	31,65
561500	50	88,28	0,94	29,73	31,65
561600	40	56,5	1,47	25,67	17,1
561700	40	56,5	1,47	25,67	17,1







## 10.2.8. Túnel Umbría de los Molinos

#### Tramo Embalse de Contreras - Viillargordo

PK inicial: 295+373

PK final: 296+875

Longitud: 1.502 metros

Sección: Vía Rheda

## **RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HZ**

Posición	Frecuencia propia	K <sub>global</sub>	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
629200	50	88,28	0,94	29,73	31,65
629300	50	88,28	0,94	29,73	31,65
629400	50	88,28	0,94	29,73	31,65
629500	50	88,28	0,94	29,73	31,65
629800	50	88,28	0,94	29,73	31,65
629900	50	88,28	0,94	29,73	31,65
630000	50	88,28	0,94	29,73	31,65
630100	50	88,28	0,94	29,73	31,65
630200	50	88,28	0,94	29,73	31,65
630300	50	88,28	0,94	29,73	31,65

### **GRAFICOS RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HZ**





# 10.2.9. Túnel Villargordo del Cabriel

Tramo Viillargordo - Venta del Moro PK inicial: 299+231 PK final: 302+326 Longitud: 3.095 metros Sección: Vía Rheda

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
633000	50	88,28	0,94	29,73	31,65
633100	50	88,28	0,94	29,73	31,65
633200	50	88,28	0,94	29,73	31,65
633300	50	88,28	0,94	29,73	31,65
633400	50	88,28	0,94	29,73	31,65
633500	49	84,79	0,98	29,28	29,75
633600	50	88,28	0,94	29,73	31,65
633700	50	88,28	0,94	29,73	31,65
633900	51	91,85	0,9	30,14	33,43
634000	50	88,28	0,94	29,73	31,65
634100	50	88,28	0,94	29,73	31,65
634300	50	88,28	0,94	29,73	31,65
634900	50	88,28	0,94	29,73	31,65
635100	51	91,85	0,9	30,14	33,43
635200	51	91,85	0,9	30,14	33,43
635300	51	91,85	0,9	30,14	33,43
635400	51	91,85	0,9	30,14	33,43

## **RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HZ**

#### **GRAFICOS RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HZ**



# 10.2.10. <u>Túnel de Torrent</u>

Tramo 34: Aldaia - Picaya

PK inicial: 386+181

PK final: 389+171

Longitud: 2.990 metros

Sección: Rheda

#### **RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HZ**

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
Entrada (Xutm 716200)	48	71,51	1,16	27,76	23,99
Entrada (Xutm 716200)	49	84,79	0,98	29,28	29,75
Avance 500 metros	43	65,29	1,27	26,94	21,25
Avance 500 metros	45	71,51	1,16	27,76	23,99
Avance 1.000 metros	45	71,51	1,16	27,76	23,99
Avance 1.000 metros	50	88,3	0,94	29,7	31,65
Avance 2.000 metros	48	71,51	1,16	27,76	23,99
Avance 2.000 metros	49	84,79	0,98	29,28	29,75
Avance 2.500 metros	45	71,51	1,16	27,76	23,99
Avance 2.500 metros	48	81,36	1,02	28,33	28,93

#### **GRAFICOS RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HZ**





Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
715900	50	88,28	0,94	29,73	31,65
716000	50	88,28	0,94	29,73	31,65
716100	50	88,28	0,94	29,73	31,65
716200	50	88,28	0,94	29,73	31,65
716300	50	88,28	0,94	29,73	31,65
716400	50	88,28	0,94	29,73	31,65
716500	50	88,28	0,94	29,73	31,65
716600	50	88,28	0,94	29,73	31,65
716700	50	88,28	0,94	29,73	31,65
716800	50	88,28	0,94	29,73	31,65
716900	50	88,28	0,94	29,73	31,65
717500	50	88,28	0,94	29,73	31,65
718100	50	88,28	0,94	29,73	31,65
718200	50	88,28	0,94	29,73	31,65
718300	50	88,28	0,94	29,73	31,65

### **RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HZ**

### **GRAFICOS RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HZ**





## **10.3. FRECUENCIAS DOMINANTES VIADUCTOS**

10.3.1. Viaducto del Turia

Tramo 35: Picanya - Valencia

PK inicial: 393+238

PK final: 393+838

Longitud: 572 metros

Sección: OBB.

#### **RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HZ**

Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K <sub>sin carril</sub>
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
723100	50	88,3	0,94	29,7	31,65
723200	49	84,79	0,98	29,28	29,75
723200	48	81,36	1,02	28,33	28,93
723300	46	74,7	1,11	28,0	25,43
723300	45	71,51	1,16	27,76	23,99
723400	45	71,51	1,16	27,76	23,99
723400	46	74,7	1,11	28,0	25,43
723500	45	71,51	1,16	27,76	23,99
723500	46	74,7	1,11	28,0	25,43

#### **GRAFICOS RESUMEN DE MEDIDAS A 1000 HZ**





Posición	Frecuencia propia	Kglobal	Descenso	Ro	K Sin carril
Xutm	Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
722900	50	88,3	0,94	29,7	31,65
723100	48	81,36	1,02	28,33	28,93
723200	50	88,3	0,94	29,7	31,65
723300	49	84,79	0,98	29,28	29,75
723400	48	81,36	1,02	28,33	28,93
723500	51	91,9	0,90	30,1	33,43
723600	52	95,5	0,87	30,5	35,00

## **RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HZ**

### **GRAFICOS RESUMEN DE MEDIDAS A 12000 HZ**





## 10.4. ANÁLISIS RESUMEN DE RESULTADOS

### 10.4.1. Resumen de resultados en obras de tierra. Terraplenes

Se analizan en detalle cada uno de los resultados de los terraplenes seleccionados dentro del tramo estudiado. En todos ellos se ha montado la vía sobre balasto.

Se relacionan a continuación las principales características de situación, longitud y altura máxima alcanzada, de cada uno de ellos.

- Terraplén 17. Se encuentra situado en el tramo Seseña- Aranjuez, entre los puntos kilométricos 56+186 a 58+313. Tiene una longitud de 2.127 metros y una altura máxima de 15,18 metros.
- Terraplén 22. Se encuentra situado en el tramo Ontígola- Ocaña, entre los puntos kilométricos64+222 a 66+919. Tiene una longitud de 2.697 metros y una altura máxima de 6,43 metros.
- Terraplén 32. Se encuentra situado en el tramo Ocaña- Villarrubia, entre los puntos kilométricos80+731 a 89+081. Tiene una longitud de 8.350 metros y una altura máxima de 22,19 metros.
- Terraplén 44. Se encuentra situado en el tramo Santa Cruz-Tarancón, entre los puntos kilométricos102+481 a 106+999. Tiene una longitud de 4.518 metros y una altura máxima de 7,88 metros.
- Terraplén 59. Se encuentra situado en el tramo Tarancón- Uclés, entre los puntos kilométricos127+630 a 129+530. Tiene una longitud de 1.900 metros y una altura máxima de 18,46 metros.
- Terraplén 66. Se encuentra situado en el tramo Uclés- Campos del Paraíso, entre los puntos kilométricos134+452 a 136+424. Tiene una longitud de 1.971 metros y una altura máxima de 19,66 metros.
- Terraplén 80. Se encuentra situado en el tramo Campos del Paraíso-Horcajada, entre los puntos kilométricos152+900 a 154+400. Tiene una longitud de 1.500 metros y una altura máxima de 19,00 metros.
- Terraplén 96. Se encuentra situado en el tramo Naharros- Torrejoncillo, entre los puntos kilométricos164+495 a 165+465. Tiene una longitud de 970 metros y una altura máxima de 11,63 metros.
- Terraplén 125. Se encuentra situado en el tramo Abia de la Obispalía-Cuenca, entre los puntos kilométricos177+943 a 178+859. Tiene una longitud de 916 metros y una altura máxima de 12,67 metros.
- Terraplén 149. Se encuentra situado en el tramo Olalla-arcas del Villar, entre los puntos kilométricos198+569 a 199+835. Tiene una longitud de 1.266 metros y una altura máxima de 19,79 metros.
- Terraplén 155. Se encuentra situado en el tramo Arcas del Villar- Fuentes, entre los puntos kilométricos203+436 a 204+521. Tiene una longitud de 1.085 metros y una altura máxima de 14,00 metros.
- Terraplén 173. Se encuentra situado en el tramo Fuentes- Monteagudo, entre los puntos kilométricos223+050 a 224+330. Tiene una longitud de 1.280 metros y una altura máxima de 16,74 metros.
- Terraplén 192. Se encuentra situado en el tramo Montilla- Iniesta, entre los puntos kilométricos258+575 a 260+331. Tiene una longitud de 1.756 metros y una altura máxima de 14,10 metros.
- Terraplén 255. Se encuentra situado en el tramo San Antonio- Requena, entre los puntos kilométricos 326+742 a 329+287. Tiene una longitud de 2.545 metros y una altura máxima de 14,86 metros.

Se ha desarrollado a lo largo del capítulo nueve los resultados de las frecuencias devueltas por Fourier resumiendo en el presente capítulo las frecuencias dominantes que se han obtenido en cada uno de los tramos estudiados. En este apartado se analizan así las frecuencias que se han determinado como características de los terraplenes estudiados.

Se puede concluir que las medidas tomadas en la campaña de auscultación dinámica realizada en el año 2011 con una frecuencia de muestreo de 1000 hercios, se obtiene un valor promedio de frecuencia dominante en el entorno de los 55 hertzios.

Puede observarse con las medidas realizadas en la campaña realizada en el año 2012, realizada con una frecuencia de muestreo de 12000 hercios que se obtiene una frecuencia promedio entre todos los terraplenes sobre balasto de 59 hercios.

Los valores de rigidez global sin carril obtenidos en ambas campañas, difieren en el entorno de un 13%, como puede verse en la figura 10.1. Dado que son valores de frecuencias dominantes procedentes de las transformadas de Fourier de la señal original medida, este porcentaje no resulta significativo.

Este hecho cabe atribuirlo no obstante a que en febrero de 2011 la vía estaba recientemente inaugurada y posiblemente sometida a constantes labores de bateo en trabajos de mantenimiento nocturno, para conseguir las características geométricas óptimas de la vía en servicio. En la campaña de medición llevada a cabo en el año 2012 parece que la vía estaba algo más consolidada.



Figura 10.1. Variación de rigidez y frecuencia en terraplenes entre los años 2011 y 2012

Se ha podido comprobar con estas medidas y su tratamiento posterior, las diferencias en el resultado de la transformada de Fourier entre ambas campañas.

Con los datos de la campaña de auscultación dinámica del año 2011, con una frecuencia dominante tras la transformada en series de Fourier de 55 hercios, supone una rigidez global de la vía de 106,88 KN/mm.

Para la segunda campaña realizada en el año siguiente los valores de la transformada de Fourier de la señal que reflejaban una frecuencia dominante en el entorno de los 59 hercios, lo que supone según la fórmula anteriormente comentada, una rigidez global de 122,93KN/mm.

Se incluyen a continuación en las siguientes figuras 10.2 y 10.3., el resultado de la transformada rápida de Fourier de la señal original de ambas campañas. Ambos gráficos son extraídos de las lecturas tomadas en la misma zona del terraplén 17.



Figura 10.2. Aceleraciones verticales en caja de grasa. Campaña año 2011



Figura 10.3. Aceleraciones verticales en caja de grasa. Campaña año 2012

Las medidas tomadas a 12.000 hercios son resultados más precisos, donde se ve la frecuencia dominante de una forma más claramente definida y más limpia, destacando con mucha mayor claridad la frecuencia dominante en cada caso.

Este hecho cabe atribuirlo a que cada sinusoide que aparece en el movimiento ondulatorio viene definida por un mayor número de puntos y al haber más puntos cada segundo el algoritmo de Fourier puede encajar mejor las sinusoides que devuelve. Por este motivo y porque son medidas más actuales se analizan los datos resultantes de esta última campaña.

Se ha descrito en el capítulo 5 Modelos dinámicos del bogie y de la vía, como para el cálculo de la frecuencia de vibración de las masas no suspendidas se desarrollan los cálculos simplificados, calculando la frecuencia de vibración de la masa no suspendida según la fórmula:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}}$$
(10.4.1.1.)

Los errores cometidos en las frecuencias de las masas dos y tres intermedias o suspendidas al calcularlas como si estuvieran solas son grandes. Pero el error obtenido en la frecuencia de la masa inferior al considerarla como solo una masa es muy pequeño, del orden de 0,04%, por lo que en la presente tesis se ha estimado la frecuencia propia de vibración de la masa suspendida del tren como si fuera una sola masa vibrante.

Lo mismo ocurre con la pequeña influencia del amortiguamiento debido a la sujeción, al balasto o a las capas inferiores, que prácticamente no modifican la expresión de la frecuencia propia utilizada.

Se asume el comportamiento según el modelo de una sola masa, sin amortiguamiento y sin acciones forzadas externas, siendo el resultado suficientemente significativo.

Se parte de un valor promedio de frecuencia de vibración de masas no suspendidas representativas de la vía sobre balasto en el entorno de los 59 hercios.

Se extrae entonces la rigidez global con carril del sistema, partiendo de la frecuencia de vibración de las masas no suspendidas de 59 hercios.

Resulta como valor representativo de la frecuencia dominante de la vía sobre balasto para obras de tierra (terraplenes), una rigidez global de 122,93KN/mm que se redondea a 123 KN/mm.

Dado que el sistema estudiado es un sistema dinámico, se introducen las condiciones de carga y masa de oscilación que resultan representativas de situaciones dinámicas.

Se incorporan así dos supuestos que se desarrollan en esta metodología respecto al comportamiento dinámico del sistema.

- La masa total de las masas no suspendidas.
- Las cargas dinámicas.

Para determinar el peso total de la masa no suspendida que vibra bajo la suspensión primaria, hay que considerar la influencia que tiene tanto parte de la masa del carril como parte de la masa de la traviesa. Se incluyen así distintos supuestos en la masa de vibración, para incluir la influencia de la masa del carril y las traviesas, que como ya ha sido comentado influye en la frecuencia de vibración (figura 10.4.).





Los supuestos tomados en este trabajo consisten en mayorar la masa del rodal de Talgo, con porcentajes establecidos del peso del carril y del peso de las traviesas, para determinar con el resultado obtenido, la bondad del mismo y establecer el porcentaje de cada elemento que influye y en qué medida lo hace.

Se plantean distintas hipótesis para la masa de vibración de las masas no suspendidas bajo la suspensión primaria, valorando la influencia del peso del carril y de las traviesas. Se han establecido distintos supuestos para la masa de vibración con distintas aportaciones al cálculo de la masa de vibración en su conjunto, tomando distintos porcentajes del peso del carril y traviesas, reflejados en la tabla 10.1.

- Sólo el peso del cuarto del rodal de TALGO: 894,50 kg.
- Se incluye 1 metro de carril: 954.5 kg.

- Se incluye 1 metro de carril y un tercio del peso de la traviesa: 1054,50 kg.
- Se incluye 1 metro de carril y el peso de media traviesa: 1104,50 kg.
- Se toma el peso del rodal y el peso del carril entre dos traviesas: 930.50 kg.
- Se toma el peso del rodal, el peso del carril entre dos traviesas y un tercio del peso de la traviesa: 1030.50 kg
- Se toma el peso del rodal, el peso del carril entre dos traviesas y el peso de media traviesa: 1080.50 kg

Frecuencia propia (Hz)	Masa de vibración (kg)	K <sub>global con carril</sub> (kN/mm)	Descenso (mm)
59	894,50	122,93	0,66
59	954,50	131,17	0,63
59	930,50	127,87	0,65
59	1054,50	144,91	0,57
59	1104,50	151,79	0,55
59	1030,50	141,62	0,59
59	1080,50	148,49	0,56

Tabla 10.1. Rigidez global de la vía en función de la masa de vibración

Se representa estos valores de la tabla 10.1. en el gráfico de la figura 10.5.



Figura 10.5. Rigidez global de la vía en función de la masa de vibración

Si se comparan estos resultados con los datos publicados de mediciones en vía del parámetro de rigidez global se puede observar que los resultados deducidos se encuentran dentro del orden de magnitud de otros ensayos y estudios realizados en las vías de alta velocidad españolas, pues como se concluye en los estudios publicados en el Boletín de la Sociedad española de mecánica del suelo e ingeniería geotécnica, respecto a los estudios realizados por el Cedex y Adif, en las zonas de vía plena las rigideces de vía con carril obtenidas , se encuentran dentro del rango que va de 110 KN/mm a 140 KN/mm.



Figura 10.6. Relación rigidez con carril/masa no suspendida

Se toma una influencia del peso del carril entre dos traviesas y una influencia del peso de la traviesa del 30% (figura 10.6.), tomando una masa de vibración de la masa no suspendida entre los 894,50 kg y 1030,50 kg.

Para tener en cuenta las cargas dinámicas sobre la vía se estima el factor de mayoración de cargas. Se ha repasado la bibliografía existente respecto a un valor para determinar este coeficiente, teniendo en cuenta los estudios de Prud'homme o Eisenmann, aunque estas aproximaciones de las cargas dinámicas se pueden considerar ya obsoletas pero aproximativas.

La mejor aproximación para la estimación de estas cargas dinámicas es medir la geometría longitudinal y transversal de la vía y sus rigideces y correr sobre ella un modelo dinámico detallado del tren con sus masas, sus inercias y sus suspensiones o medir estas cargas en la vía. Se ha tomado los estudios realizados entre Adif y el Cedex que ha partido del análisis estadístico de 12.925 cargas nominales de eje correspondientes a 141 trenes de mercancías circulando por ambas vías en el detector de impacto en vía situado en la estación de Torredembarra (figura 10.7.).



Figura 10.7. Coeficientes de impacto frente a las cargas nominales entre 150Kn y 226KN. Fuente: Cedex, 2012

CARGAS (KN)	Prud'homme	Eisenmann	P 97 carga nominal P 50 coef. impacto	P 50 carga nominal P 97 coef. impacto
Factor de mayoración (carga nominal:189.63 KN)	1,3	1,5	1,5	1,5
Carga nominal de eje Talgo serie 112	167	167	167	167
Carga dinámica de eje máxima Talgo serie 112	217	250	250	250
Carga dinámica de rueda máxima Talgo serie 112	108	125	125	125

Se adjunta en la tabla 10.2., resume lo desarrollado en detalle en el apartado 8.6. Efectos dinámicos.

Tabla 10.2. Estimación de cargas dinámicas

Se ha tomado para este trabajo un coeficiente de mayoración de cargas de 1,5 como valor más real y del lado de la seguridad para tener en cuenta el coeficiente de impacto de las cargas dinámicas, así como el aumento de cargas dinámicas debido a las irregularidades de la vía.

Se desarrolla en la tabla 10.3. los resultados al incluir el coeficiente de mayoración de cargas, así como la aportación al efecto de carril y traviesas, obteniendo los descensos de la rueda al paso del tráfico ferroviario mencionados.

Coeficiente mayoración de cargas	Masa de vibración	Frecuencia propia	Rigidez global	Descenso	Ro	Rigidez bajo patín
		Hz	kN/mm	mm	KN	kN/mm
1,5	930.50	59	128	0.97	29.43	30.36
1,5	1030.50	59	142	0,88	30.39	34.59
1,5	1080.50	59	145	0,86	30,7	35,84

Tabla 10.3. Nuevos parámetros con los coeficientes de mayoración dinámicos

Se compara en la tabla 10.4. los resultados de rigidez global de vía obtenidos a raíz de las campañas de auscultación llevadas a cabo para esta tesis, con la bibliografía más reciente de mediciones de rigidez de vía referenciadas en líneas de alta velocidad españolas ya documentadas en apartados anteriores.

Referencia	Localización	Frec. Propia (Hz)	K <sub>global</sub> (kN/mm)
A. Tijera (2012)	L.A.V. Madrid- Barcelona	•	110 - 140
V. Cuellar (2012)	Cajón del Cedex	-	100
V. Cuellar (2012)	L.A.V. Madrid- Valladolid		110
M.J. Cano (2013).	L.A.V. Madrid- Valencia	59	128
M.J. Cano (2013).	L.A.V. Madrid- Valencia	59	142
M.J. Cano (2013)	L.A.V. Madrid- Valencia	59	145

Tabla 10.4. Rigidez global de la vía en distintos tramos de las LAV españolas

Se comparan los resultados obtenidos en este trabajo con los resultados aportados por el Cedex en su colaboración con Adif y publicados en el Boletín de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica en marzo de 2012, los trabajos realizados en el cajón del Cedex y contrastados en el tramo de ensayo de Valdestillas en la línea de alta velocidad Madrid- Valladolid en el artículo de Vicente Cuellar et al, así como los ensayos realizados en el sector Lleida- Martorell de la línea de alta velocidad Madrid- Barcelona, presentados en el artículo de Ángel Tijera et al (2012).

Se obtienen en este trabajo, para una sección en balasto sobre obras de tierra del tramo en estudio, unas rigideces globales de vía con carril en el entorno de los 128 KN/mm a 145 KN/mm que se proponen como valores característicos de rigidez global de la vía sobre balasto en el tramo estudiado.

Estos valores se encuentran en el orden de magnitud del parámetro de rigidez vertical de la vía tomados en otros tramos de líneas de alta velocidad en España, por lo que se constata un orden de magnitud cercano a los resultados obtenidos, como puede verse en la figura 10.8.



Figura 10.8. Rigidez global de la vía en distintos tramos de las LAV españolas

No siendo objeto de esta tesis, se amplia el estudio planteado inicialmente, calculando la rigidez de la plataforma en estas secciones de terraplén, a partir de bibliografía recopilada, de los datos de rigidez dinámica de las placas de asiento, así como la rigidez dinámica del balasto y tomando el sistema como un sistema elástico donde cada uno de los componentes se comporta como un muelle, planteando así los posibles valores de rigidez de la plataforma.

Asumiendo un comportamiento elástico del sistema, la elasticidad del conjunto es la suma de las elasticidades de cada uno de los elementos que forman la estructura de vía (infraestructura y superestructura), actuando cada uno de ellos como un elemento en serie, aportando la elasticidad de cada uno de los componentes. Teniendo entonces en cuenta que la rigidez vertical global es la suma de la rigidez de cada uno de los componentes de la vía que se encuentran por debajo del carril en el sentido vertical, se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\frac{1}{K_{global}} = \frac{1}{K_{carril}} + \frac{1}{K_{sujeción}} + \frac{1}{K_{traviesa}} + \frac{1}{K_{balasto}} + \frac{1}{K_{plataforma}}$$
(10.4.1.2.)

Siendo,

Kglobal: Rigidez vertical total de la vía con carril (KN/mm).

Kcarril: Rigidez vertical del carril / EI (KN/mm)

Ksujeción: Rigidez vertical de la sujeción/ placa de asiento (KN/mm).

Ktraviesa: Rigidez de las traviesas (KN/mm).

Kbalasto: Rigidez del balasto (KN/mm)

Kplataforma: Rigidez de las capas inferiores

No se considera la aportación para este cálculo de la rigidez de la traviesa y el carril.

Para establecer cualquier modelo dinámico de la vía es necesario asumir unos determinados valores de los distintos componentes de la vía que sean característicos del comportamiento de cada uno de ellos dentro de la función que ejercen en el sistema en su conjunto. Para ello es necesario tener en cuenta el comportamiento de cada componente y en este caso en particular, su comportamiento dinámico.

Es necesario asumir valores de cada uno de estos parámetros de vía que definan sus características principales. No es fácil encontrar valores de referencia para estos elementos de la vía y solo se encuentran a partir de ensayos realizados en la misma.

Actualmente no hay mucha bibliografía al respecto sobre el comportamiento dinámico de las placas de asiento o del balasto y nos ha costado encontrar casos prácticos de ensayos realizados en vías de alta velocidad españolas. Los casos que se han encontrado, son descritos en detalle en el apartado anterior 8.7.4. Rigidez de cada uno de los elementos de la superestructura, por lo que no se vuelve a ahondar sobre los mismos. Se tratan así en conjunto los datos de rigidez dinámica tanto de las placas de asiento como del balasto y del conjunto de la superestructura.

A igualdad de propiedades elásticas, el comportamiento dinámico de una placa de asiento puede ser muy diferente. En la vía sobre balasto estudiada se han montado placas de asiento de 100 KN/mm, para condiciones estáticas.

Respecto al comportamiento dinámico de placas de asiento, según Carrascal et al (2005), bajo condiciones normales de trabajo el envejecimiento que se produce en las placas de asiento no genera pérdidas en sus prestaciones mecánicas de carácter importante y en el caso de condiciones ambientales más desfavorables obtuvieron un endurecimiento en el entorno de 112 KN/mm.

También se estudió el efecto del envejecimiento de las placas de asiento llegando a la conclusión de que las placas de asiento con una vida en servicio en vía de uno a tres años experimentan una rigidización en el entorno del 33% y 41% respectivamente. Se incluyen también los resultados publicados por Vicente Cuellar et al (2012) para determinar el comportamiento de las placas de asiento. En estos estudios reflejan unas rigidización en el entorno del 50% de estas placas de asiento. Se incluyen ambos estudios en la figura 10.9.

Se refleja en la tabla 10.5. un resumen de los resultados de estos estudios de rigidez dinámica de las placas de asiento.

Autor	Rigidez dinámica placas de asiento (KN/mm)
Carrascal et al (envejecimiento)	112
Carrascal et al (1 año en vía)	133
Carrascal et al (3 años en vía)	141
Cuellar et al	150

Tabla 10.5. Valores de rigidez dinámica de placas de asiento para distintos autores



Figura 10.9. Valores de rigidez dinámica de placas de asiento para distintos autores

Aunque el factor fundamental en la elasticidad del sistema son las placas de asiento de la sujeción, es fundamental igualmente la capa de balasto que reparte las cargas a la plataforma. Son fundamentales las características del balasto en cuanto a su granulometría y dureza, así como el espesor de la capa. Se han recopilado igualmente distintos estudios y ensayos donde se estudia el comportamiento dinámico del balasto.

Se incorporan los datos facilitados por el profesor Quereda de las mediciones realizadas en vías de alta velocidad española por Ineco- Railtech Sufetra y los estudios del Instituto Torroja, donde se ha medido la rigidez dinámica del balasto. Igualmente se han incorporado a este trabajo los trabajos de Vicente Cuellar et al. Estos estudios se presentan en la figura 10.10.

Se presentan en la tabla 10.6. un resumen con los valores de referencia en la bibliografía referenciada.

Autor	Rigidez del balasto (KN/mm)
Cuellar et al	89
Ineco (Railtech- Sufetra)	92
Instituto Torroja	90

Tabla 10.6. Valores de rigidez dinámica de balasto para distintos autores



Figura 10.10. Valores de rigidez dinámica de balasto para distintos autores

Con estos datos se calcula la rigidez de la capa superior de la plataforma según la fórmula ya expuesta. Se representan en la tabla 10.7. los valores de referencia del Cedex para la rigideces dinámicas de las placas de asiento y balasto.

K Sin carril	K pad	Kbalasto	$\delta_{Sin \ carril}$	$oldsymbol{\delta}_{\textit{pad}}$	$\delta$ <sub>balasto</sub>	δ <sub>resto</sub>	K resto	K inferior
kN/mm	kN/mm	kN/mm	1				kN/mm	kN/mm
30,36	150,00	89,00	0,0329	0,0067	0,0112	0,0179	0,0150	66,51
34,59	150,00	89,00	0,0289	0,0067	0,0112	0,0179	0,0110	90,85
35,84	150,00	89,00	0,0279	0,0067	0,0112	0,0179	0,0100	100,01

Tabla 10.7. Valores de rigidez para el resto de la plataforma (caso 1)

En la tabla 10.8 con los valores planteados por el Cedex para la rigidez dinámica del balasto y el valor de la rigidez dinámica de la placa de asiento resultante de los ensayos de Carrascal et al, en condiciones de envejecimiento.

K Sin carril	K pad	K <sub>balasto</sub>	$\delta$ Sin carril	δ <sub>pad</sub>	δ <sub>balasto</sub>	δ <sub>resto</sub>	K resto	K inferior
kN/mm	kN/mm	kN/mm					kN/mm	
30,36	112,00	89,00	0,0329	0,0089	0,0112	0,0202	0,0128	78,29
34,59	112,00	89,00	0,0289	0,0089	0,0112	0,0202	0,0087	114,34
35,84	112,00	89,00	0,0279	0,0089	0,0112	0,0202	0,0077	129,24

Tabla 10.8. Valores de rigidez para el resto de la plataforma (caso 2)

En la tabla 10.9. con los valores planteados por el Cedex para la rigidez dinámica del balasto y el valor de la rigidez dinámica de la placa de asiento resultante de los ensayos de Carrascal et al.

K Sin carril	K pad	K <sub>balasto</sub>	$\delta$ Sin carril	$\delta_{pad}$	$\delta$ <sub>balasto</sub>	δ <sub>resto</sub>	K <sub>resto</sub>	K inferior
kN/mm	kN/mm	kN/mm					kN/mm	
30,36	141,00	92.00	0,03294	0,0071	0,01123	0,01832	0,0146	68,45
34,59	141,00	92,00	0,0289	0,0071	0,0112	0,0183	0,0106	94,50
35,84	141,00	92,00	0,0279	0,0071	0,0112	0,0183	0,0096	104,45

Tabla 10.9. Valores de rigidez para el resto de la plataforma (caso 3)

### 10.4.2. Resumen de resultados en obras de fábrica. Túneles AFTRAV

En el tramo estudiado, se ha implantado el sistema de vía en placa AFTRAV en un tramo de 480 metros en el túnel de Horcajada.

Se reitera el agradecimiento al profesor Albajar en la información y facilidades dadas para el análisis y estudio de este sistema de vía en placa montado en el tramo de estudio de la presente tesis.

Este tramo ha sido montado en la zona de salida del túnel, dirección Valencia, esto es, en la zona más cercana a Naharros, según se aprecia en la figura 10.11.



Figura 10.11. Plano de planta del túnel de Horcajada. Fuente: Adif, 2012

Se ha montado una zona de transición de cuarenta metros, entre el sistema de vía en placa Rheda 2000 y el sistema AFTRAV, luego cuatrocientos metros de este sistema de vía en placa dentro del túnel y cuarenta metros ya fuera del túnel. En total, los cuatrocientos ochenta metros referenciados.

Las principales características de localización de este túnel son:

o Túnel de Horcajada perteneciente al subtramo Villarubia de Santiago-Cuenca de 3.957 metros de longitud. El túnel se encuentra entre los siguientes puntos kilométricos P.K. 157+670 al P.K. 161+619

La situación en planta de la zona final del túnel de Horcajada, donde se ha montado este sistema de vía en placa puede verse en la figura 10.12.



Figura 10.12. Zona implantación vía en placa AFTRAV. Fuente: Adif, 2012

Con las medidas realizadas con una frecuencia de 1000 hercios, en la campaña de auscultación dinámica llevada a cabo el año 2011, se obtiene un valor promedio de frecuencias en el entorno de los 59 hercios.

Se analizan igualmente las medidas de auscultación dinámica realizadas en el año 2012 con una frecuencia mayor de muestreo de 12000 hercios, frecuencia a la que se realiza esta segunda campaña analizada. Se obtiene una frecuencia dominante a partir de las Series de Fourier de 60 hercios.

Se presenta en las siguientes figuras uno los gráficos de la transformada de Fourier de cada uno de los dos días de medida, en el túnel de Horcajada, en el tramo final del túnel, cerca de la población de Naharros, donde se ha instalado el sistema de vía en placa AFTRAV.





Una primera conclusión que se extrae de la comparativa de estos gráficos es cómo las medidas se han mantenido muy estables entre las dos campañas de medida.

Igualmente se observa como los datos de la campaña realizada con una frecuencia de muestreo de 12000 hercios, la transformada de series de Fourier de la señal tomada vuelca unos resultados más precisos donde destaca mucho mejor la frecuencia dominante en cada caso. Parece razonable como ya se ha comentado anteriormente, puesto que cada sinusoide que aparece en el movimiento ondulatorio viene definida por un mayor número de puntos y el algoritmo de Fourier puede encajar mejor las sinusoides que devuelve.

Pasando a procesar la señal tomada por los acelerómetros, según la metodología desarrollada en el apartado anterior se obtiene la frecuencia de vibración de la masa no suspendida, con el modelo de una sola masa como ya ha sido verificado, según la siguiente fórmula:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}}$$
 (10.4.2.1.)

Ya ha sido expuesto que se asume el comportamiento según el modelo de una sola masa, sin amortiguamiento y sin acciones forzadas externas, siendo el resultado suficientemente significativo, puesto que los errores cometidos en las frecuencias de las masas dos y tres intermedias o suspendidas al calcularlas como si estuvieran solas son grandes, pero el error obtenido en la frecuencia de la masa inferior al considerarla como solo una masa es muy pequeño, del orden de 0,04%.

Lo mismo ocurre con la pequeña influencia del amortiguamiento debido a la sujeción, al balasto o a las capas inferiores, que prácticamente no modifican la expresión de la frecuencia propia utilizada.

Se toma como valor representativo de la frecuencia dominante de la vía en placa AFTRAV los datos resultantes de ambas medidas 59Hz- 60HZ, dada la insignificante diferencia entre ellas.

Se parte así de un valor promedio de frecuencia de vibración de masas no suspendidas representativas de la vía en placa AFTRAV en el entorno de los 59-60 hercios. Esto supone una rigidez global de la vía (con carril) entre 122,93 KN/mm y 127,13 KN/mm, que se corresponde a un descenso de cabeza de carril entre 0,65 y 0,68 milímetros bajo la rueda.

Así se puede decir, que en condiciones estáticas los valores representativos de este sistema de vía en placa son los que se adjuntan en la siguiente tabla:

Frecuencia propia (Hz)	Kglobal (KN/mm)	Descenso (mm)
59	122,93	0,68
60	127,13	0,65

Tabla10.10. Condiciones estáticas Sistema Aftrav

Pero las condiciones de nuestro estudio, son condiciones dinámicas puesto que se parten de datos del tren auscultado en movimiento, por lo que hay que considerar el comportamiento dinámico del sistema.

Se incluyen así distintos supuestos en la masa de vibración, para incluir la influencia de la masa del carril y las traviesas, que como ya ha sido comentado influye en la frecuencia de vibración.



Figura 10.13. Frecuencia propia del sistema masa- carril. López Pita, 2006

Para incluir las condiciones dinámicas en primer lugar, se incluye en la masa de vibración de la masa no suspendida la influencia del carril, dado que en vía en placa no se produce el baile de las traviesas porque está la superestructura hormigonada en conjunto, embebida en la losa. Incluso la influencia del carril en la masa de vibración del sistema en su conjunto, no se ha considerado en un rango tan amplio como la superestructura sobre balasto dado el carácter intrínseco de la vía en placa (tabla 10.11.).

La masa de vibración se estima dentro del siguiente rango de variación:

- Se toma los 894,50 kg del cuarto de rodal de Talgo.
- Se toma 954,50 kg. si se toma un metro de carril.
- Se toma 930.50 kg, si se toma el peso del carril entre traviesas.

Frecuencia (Hz)	Masa no suspendida (kg)	K <sub>global</sub> (kN/mm)	Descenso (mm)
5	894.50	127,13	0,65
60	930,50	132,24	0,63
	954,50	135,66	0,61
59	894.50	122,93	0,68
	930,50	127,87	0.65
	954,50	131,17	0,63

Tabla 10.11. Relación entre la Rigidez con carril y la masa de vibración

Estos resultados se adjuntan en el siguiente gráfico:



Figura 10.14. Relación entre la Rigidez con carril y la masa de vibración

Dado que el sistema está sometido a cargas dinámicas, se incluye un coeficiente de mayoración de cargas que según se ha analizado en el apartado correspondiente varía entre los valores usuales de 1,2 a 1,5.

Es conocido que la vía en placa supone menos irregularidades a la vía, lo que supone un menor impacto de las cargas dinámicas sobre la vía. Estos coeficientes de mayoración de cargas se han medido para vías sobre balasto en el entorno de 1,5 pero se considera menor para vía en placa, estimando en una rango de valores hasta 1,2 este coeficiente.

Se desarrolla en la siguiente tabla los resultados de incluir estos coeficientes de mayoración de cargas así como la aportación del efecto de carril a la vibración de la masa no suspendida.

 Si no se tuviera en cuenta ningún coeficiente de mayoración de cargas, se adjunta la tabla 10.12. con los valores de rigideces global con carril y los asientos correspondientes:

Masa no suspendida (kg)	Frecuencia (Hz)	K <sub>global</sub> (kN/mm)	Descenso (mm)
0045	60	127,13	0,65
894,5	59	122,9	0,68
	60	132,67	0,63
933,5	59	128,29	0,65

Tabla 10.12. Asientos para una carga de rueda 83.33 KN

• Si se tuviera en cuenta un coeficiente de mayoración de cargas de 1.1, lo que supone una carga de rueda de 91,30KN, se adjunta la tabla 10.13. con los valores de rigideces global con carril y los asientos correspondientes:

Masa no suspendida (kg)	Frecuencia (Hz)	K <sub>global</sub> (kN/mm)	Descenso (mm)
0045	60	127,13	0,72
894,5	59	122,93	0,74
000 5	60	132,67	0,69
933,5	59	128,29	0,71

Tabla 10.13. Asientos para una carga de rueda 91.30 KN
• Si se tuviera en cuenta un coeficiente de mayoración de cargas de 1.2, lo que supone una carga de rueda de 99,60 KN, se adjunta la tabla 10.14. con los valores de rigideces global con carril y los asientos correspondientes:

Masa no suspendida (kg)	Frecuencia (Hz)	K <sub>global</sub> (kN/mm)	Descenso (mm)
894,5	60	127,13	0,78
	59	122,93	0,81
	60	132,67	0,75
933,5	59	128,29	0,78

Tabla 10.14. Asientos para una carga de rueda 99.60 KN

Se comprueba la bondad de la metodología propuesta comprobando como los descensos previstos están dentro de los valores facilitados por el profesor Albajar.



Figura 10.15. Descensos medidos envía en placa. Fuente: Albajar, 2012

Los valores medios de los asientos se encuentran entre 0,65 a 0,80 milímetros, coincidentes con los valores de los asientos medidos en la línea de Madrid- Valencia estudiada, al paso de circulaciones en velocidad comercial, teniendo en cuenta la posición de los acelerómetros colocados en el vehículo número siete de la serie.

El valor de coeficiente de mayoración de cargas de los supuestos que más se asimila a los datos medidos de asientos en circulación son los que corresponden a una masa no suspendida con poca aportación de la masa del carril al conjunto, así como un coeficiente de mayoración de cargas de 1.1.

Teniendo en cuenta que la rigidez vertical global incluyendo la rigidez del carril es la suma de la rigidez de cada uno de los componentes de la vía que se encuentran por debajo de la rueda en el sentido vertical, calculándolo de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\frac{1}{K_{global}} = \frac{1}{K_{carril}} + \frac{1}{K_{sujeción}} + \frac{1}{K_{losa}}$$
(10.4.2.2.)

Siendo,

Kglobal: Rigidez vertical total de la vía con carril (KN/mm).

Ksujeción: Rigidez vertical de la sujeción / placa de asiento (KN/mm).

Klosa: Se consideran infinito (KN/mm).

Kcarril: Tiene uan rigidez conocida y muy elevada (KN/mm)

La aportación de la rigidez de la losa y el carril no se considera en este cálculo. Para el sistema de vía en placa, la rigidez dinámica es la rigidez de la sujeción.

• Si no se tuviera en cuenta ningún coeficiente de mayoración de cargas, se adjunta la tabla 10.15., con los valores de rigideces global con carril y los asientos correspondientes:

Masa suspendida (kg)	no	K sin (kN/mm)	carril
		51,29	
894,5		52,00	
000 5		58,50	
933,5		55,71	

Tabla 10.15. Rigidez sin carril para una carga de rueda 83.33 KN

• Si se tuviera en cuenta un coeficiente de mayoración de cargas de 1.1, lo que supone una carga de rueda de 91,30KN, se adjunta la tabla 10.16., con los valores de rigideces global con carril y los asientos correspondientes:

Masa nc suspendida (kg)	K Sin carril (kN/mm)
0045	45,08
894,5	46,88
000 5	52,20
933,5	49,79

Tabla 10.16. Rigidez sin carril para una carga de rueda 91.30 KN

• Si se tuviera en cuenta un coeficiente de mayoración de cargas de 1.2, lo que supone una carga de rueda de 99,60 KN, se adjunta la tabla 10.17., con los valores de rigideces global con carril y los asientos correspondientes:

Masa no (kg)	suspendida	K Sin carril (kN/mm)
904 5		40,75
094,0		41,78
		45,88
933,5		44,15

Tabla 10.17. Rigidez sin carril para una carga de rueda 99.60 KN

En los siguientes gráficos se ha representado la relación entre las rigideces con y sin carril de la vía y los descensos previstos, en las distintas situaciones de carga, en función del coeficiente de mayoración de cargas.



Figura 10.16. Rigidez con y sin carril para una carga de rueda 83.33 KN





Figura 10.17. Rigidez con y sin carril para una carga de rueda 91.30 KN

Figura 10.18. Rigidez con y sin carril para una carga de rueda 99.60 KN

En este caso la rigidez estática inicial pasaría a una rigidez enmarcada en el intervalo entre los 40-60KN/mm, coincidente con los datos aportados por el profesor Albajar que sitúan la rigidez dinámica de la vía en placa Aftrav en el entorno de los 50 KN/mm. Teniendo en cuenta la rigidez de la sujeción y teniendo en cuenta que el elastómero inferior colocado entre la losa y el mortero autocompactante origina un incremento de elasticidad del orden del 16%, se calcula la rigidez bajo patín prevista en condiciones dinámicas de 46 KN/mm, por lo que la rigidez dinámica está dentro del entorno previsto según la bibliografía aportada de comportamiento dinámico del sistema de placas prefabricadas AFTRAV.

#### 10.4.3. <u>Resumen de resultados en obras de fábrica. Túneles Rheda 2000</u>

En el tramo estudiado, se ha implantado de la vía en placa Rheda 200 en algunos de los túneles más significativos de la línea, sobre todo en aquellos con una longitud superior a un kilómetro y medio.

Se analizan en detalle cada uno de los resultados de los túneles del tramo estudiado en los que se ha montado vía en placa Rheda 2000:

o Túnel de Cabrera perteneciente al subtramo Siete Aguas-Valencia de 7.252 metros de longitud. El túnel se encuentra entre los siguientes P.K.: 351+275,924 y 358+527,824.

o Túnel de Buñol perteneciente al subtramo Siete Aguas-Valencia de 1.858 metros de longitud. El túnel se encuentra entre los siguientes P.K.: 358+791,924 y 360+649,924.

o Túnel de Torrent perteneciente al subtramo Siete Aguas-Valencia de 2.990 metros de longitud. El túnel se encuentra entre los siguientes P.K.: 386+182,960 y 389+172,960.

o Túnel de Hoya de la Roda perteneciente al subtramo Gabaldón-Siete Aguas de 1.997,3 metros de longitud. El túnel se encuentra entre los siguientes P.K.: 290+874,173 y 292+871,473.

o Túnel Umbría de los Molinos perteneciente al subtramo Gabaldón-Siete Aguas de 1.503 metros de longitud. . El túnel se encuentra entre los siguientes P.K.: 295+375,193 y 296+877,733.

o Túnel Villalgordo de Cabriel perteneciente al subtramo Gabaldón-Siete Aguas de 3.340 metros de longitud. El túnel se encuentra entre los siguientes P.K.: 299+415,501 y 304+980.

o Túnel de Horcajada perteneciente al subtramo Villarubia de Santiago-Cuenca de 3.957 metros de longitud.

o Túnel de Cabrejas perteneciente al subtramo Cuenca-Gabaldón de 2.020 metros de longitud. El túnel se encuentra entre los siguientes P.K.: 174+682,963 y 176+702,963.

o Túnel de Lomas del Carrascal perteneciente al subtramo Cuenca-Gabaldón de 2.237 metros de longitud. El túnel se encuentra entre los siguientes P.K.: 180+706,834 y 182+943,294.

o Túnel del Bosque perteneciente al subtramo Cuenca-Gabaldón de 3.128 metros de longitud. El túnel se encuentra entre los siguientes P.K.: 190+892,963 y 194+020,963.

Con las medidas realizadas con una frecuencia de 1000 hercios, en la campaña de auscultación dinámica llevada a cabo el año 2011, se obtiene un valor promedio de frecuencias en el entorno de los 45 hercios.

Se analizan igualmente las medidas de auscultación dinámica realizadas en el año 2012 con una frecuencia mayor de muestreo de 12000 hercios, frecuencia a la que se realiza esta segunda campaña analizada. Se obtiene una frecuencia dominante a partir de las Series de Fourier de 50 hercios.



En el gráfico de la figura 10.19., se representan ambas rigideces.

Figura 10.19. Rigidez global de la vía

Se presenta en las figuras 10.20. y 10.21. los gráficos de la transformada de Fourier de cada uno de los dos días de medida en el túnel de Buñol.



Figura 10.20. Frecuencia dominante campaña 2011



Figura 10.21. Frecuencia dominante campaña 2012

En primer lugar se observa como los datos de la campaña realizada con una frecuencia de muestreo de 12000 hercios, la transformada de series de Fourier de la señal tomada vuelca unos resultados más precisos donde destaca mucho mejor la frecuencia dominante en cada caso.

Parece razonable como ya se ha comentado anteriormente, puesto que cada sinusoide que aparece en el movimiento ondulatorio viene definida por un mayor número de puntos y el algoritmo de Fourier puede encajar mejor las sinusoides que devuelve.

En segundo lugar se observa como la diferencia de frecuencias dominantes entre ambas campañas de medida está en el entorno del 10%, las medidas se han mantenido muy estables entre las dos campañas de medida.

Para la primera campaña de auscultación del año 2011 se tiene una rigidez global de la vía con carril de 71,51 KN/mm, que se corresponde a un descenso de cabeza de carril de 1,16 milímetros bajo la rueda y para la segunda campaña del año siguiente se tiene una rigidez global de 88,33 KN/mm, lo que se corresponde a un descenso de cabeza de cabeza de carril de 0,94 milímetros bajo la rueda.

Se toma como valor representativo de la frecuencia dominante de la vía en placa Rheda 2000 los datos resultantes las últimas medidas tomadas en el año 2012, tomando como valor representativo el valor promedio de la frecuencia de vibración de masas no suspendidas representativas de la vía en placa Rheda 2000 en el entorno de los 49-50 hercios.

Como se ha desarrollado se asume el comportamiento según el modelo de una sola masa, sin amortiguamiento y sin acciones forzadas externas.

El resultado es suficientemente significativo, puesto que los errores cometidos en las frecuencias de las masas dos y tres intermedias o suspendidas al calcularlas como si estuvieran solas son grandes, pero el error obtenido en la frecuencia de la masa inferior al considerarla como solo una masa es muy pequeño, del orden de 0,04%.

Lo mismo ocurre con la pequeña influencia del amortiguamiento debido a la sujeción, al balasto o a las capas inferiores, que prácticamente no modifican la expresión de la frecuencia propia utilizada. Se procesa así la señal tomada por los acelerómetros, según la metodología desarrollada en el apartado anterior, obteniendo la frecuencia de vibración de la masa no suspendida según la siguiente fórmula:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}}$$
 (10.4.3.1.)

Puesto que se parten de datos del tren auscultado en movimiento hay que considerar el comportamiento dinámico del sistema. Se incorporan así dos supuestos que se desarrollan en esta metodología respecto al comportamiento dinámico del sistema.

- La masa total de las masas no suspendidas.
- Las cargas dinámicas.

Para determinar el peso total de la masa no suspendida que vibra bajo la suspensión primaria, hay que considerar la influencia que tiene parte de la masa del carril (figura 10.22.). Se incluyen así distintos supuestos en la masa de vibración, para determinar la influencia de la masa del carril que influye en la frecuencia de vibración.

Se incluye en la masa de vibración de la masa no suspendida la influencia del carril, dado que en vía en placa no se produce el baile de las traviesas porque está la superestructura hormigonada en conjunto, embebida en la losa. Incluso la influencia del carril en la masa de vibración del sistema en su conjunto, no se ha considerado en un rango tan amplio como la superestructura sobre balasto dado el carácter intrínseco de la vía en placa.



Figura 10.22. Frecuencia propia del sistema masa- carril. López Pita, 2006

La masa de vibración se estima dentro del siguiente rango de variación:

- Se toma los 894,50 kg del cuarto de rodal de TALGO.
- Se toma 954,50 kg. si se toma un metro de carril.
- Se toma 930.50 kg, si se toma el peso del carril entre traviesas.

Estos resultados se relacionan en la tabla 10.18.

Frecuencia (Hz)	Masa no suspendida (kg)	Kglobal (kN/mm)
49	894,5	84,79
49	933,5	88,48
50	894,5	88,28
50	933,5	92,13
50	954,5	94,21
49	954,5	90,47

Tabla 10.18. Relación entre la rigidez con carril y la masa de vibración

RELACIÓN MASA NO SUSPENDIDA /RIGIDEZ CON CARRIL (6) estimation of the second s

Estos resultados se adjuntan en el gráfico de la figura10.23.

Figura 10.23. Relación de la rigidez global de la vía con carril y las masas no suspendidas

Se sabe por los datos de medidas in situ facilitados por INECO, que la rigidez global de la vía Rheda se encuentra en el entorno de los 80 KN/mm (figura 10.24.). La masa no suspendida para la vía en placa Rheda 2000 se encuentra entre los 894,50kg facilitados por el fabricante TALGO y un porcentaje de la masa del carril entre las traviesas de 933,50, no aportando más masa a la vibración del sistema el carril.



**RIGIDECES TOTALES DE LOS SISTEMAS** 

Figura 10.24. Rigidez global de la vía con carril

Dado que el sistema está sometido a cargas dinámicas, se incluye un coeficiente de mayoración de cargas. Es conocido que la vía en placa supone menos irregularidades a la vía sobre balasto, lo que supone un menor impacto de las cargas dinámicas sobre la vía.

Estos coeficientes de mayoración de cargas se han medido en circulaciones ferroviarias para vías sobre balasto y se ha determinado un valor característico del mismo en el entorno de 1,5 pero se considera para este trabajo este coeficiente menor para vía en placa, estimando este coeficiente en un rango de valores hasta 1,2.

Se desarrolla en la tabla 10.19. los resultados de incluir estos coeficientes de mayoración de cargas así como la aportación del efecto de carril a la vibración de la masa no suspendida.

 Si no se tuviera en cuenta ningún coeficiente de mayoración de cargas, se adjunta la tabla con los valores de rigideces global con carril y los asientos correspondientes:

Masa no suspendida (kg)	Frecuencia (Hz)	K <sub>global</sub> (kN/mm)	Descenso (mm)
894,5	49	84,79	1,01
	50	88,28	0,95
933,5	49	88,48	0,95
	50	92,13	0,92

Tabla 10.19. Asientos para una carga de rueda 83.33 KN

• Si se tuviera en cuenta un coeficiente de mayoración de cargas de 1.1, lo que supone una carga de rueda de 91,30KN, se adjunta la tabla 10.20. con los valores de rigideces global con carril y los asientos correspondientes:

Masa no suspendida (kg)	Frecuencia (Hz)	K <sub>global</sub> (kN/mm)	Descenso (mm)
894,5	49	84,79	1,10
	50	88,28	1,05
933,5	49	88,48	1,04
	50	92,13	0,99

Tabla 10.20. Asientos para una carga de rueda 91.30 KN

 Si se tuviera en cuenta un coeficiente de mayoración de cargas de 1.2, lo que supone una carga de rueda de 99,60 KN, se adjunta la tabla 10.21. con los valores de rigideces global con carril y los asientos correspondientes:

Masa no suspendida (kg)	Frecuencia (Hz)	K <sub>global</sub> (kN/mm)	Descenso (mm)
894,5	49	84,79	1,18
	50	88,28	1,13
	49	88,48	1,13
933,5	50	92,13	1,09

Tabla 10.21. Asientos para una carga de rueda 99.60 KN

Se tiene en cuenta que la rigidez vertical global incluyendo la rigidez del carril es la suma de la rigidez de cada uno de los componentes de la vía que se encuentran por debajo de la rueda en el sentido vertical, calculándolo de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\frac{1}{K_{global}} = \frac{1}{K_{carril}} + \frac{1}{K_{sujeción}} + \frac{1}{K_{losa}}$$
(10.4.3.2.)

Siendo,

Kglobal: Rigidez vertical total de la vía con carril (KN/mm).

Ksujeción: Rigidez vertical de la sujeción / placa de asiento (KN/mm).

Klosa: Se consideran infinito (KN/mm).

Kcarril La rigidez del carril absorbe alrededor del 70% de la carga (KN/mm)

La losa se considera tiene una rigidez infinita, por lo que no se considera su aportación en este cálculo.

Para este sistema de vía en placa la elasticidad del sistema viene prácticamente dada por la elasticidad que aporta la sujeción. La sujeción de la vía en placa tipo Rheda 2000 dispone en su configuración de conjunto de dos placas de asiento:

- 1. La placa de asiento ZW 692, cuya rigidez vertical es de 450 KN/mm.
- 2. La placa elástica Zwp 104 NT con una rigidez elástica de 22,5 KN/mm.

Con los datos teóricos del fabricante, teniendo en cuenta las rigideces estáticas de ambas placas y considerando que ambas funcionan como un sistema en serie como ya ha sido desarrollado se tiene una rigidez global del sistema de la sujeción de:

$$\frac{1}{K_{sujeción}} = \frac{1}{K_{placa1}} + \frac{1}{K_{placa2}} = \frac{1}{22,5} + \frac{1}{450} = \frac{1}{21,43}$$
(10.4.3.3.)

Este valor es la rigidez estática que nos da el fabricante. Como ha sido descrito en el apartado anterior, estas placas de asiento fueron ensayadas en el laboratorio de materiales de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Se adjunta en la figura 10.25. el gráfico de carga y asientos:



Figura 10.25. Gráfico carga- deformación de placas asiento Rheda 2000

Se verifica como para la carga estática que transmite la rueda a la vía de 83,33 KN se produce el asiento teórico del fabricante.

Pero las condiciones de nuestro estudio son condiciones dinámicas, pues se ausculta el tren en movimiento, por lo que hay que considerar el comportamiento dinámico de las placas de asiento.

A igualdad de propiedades elásticas, el comportamiento dinámico de una placa de asiento puede ser muy diferente. Se han consultado distintas fuentes de datos dinámicos de placas de asiento y los principales datos obtenidos de vías de alta velocidad españolas son del Cedex y la Universidad de Cantabria.

Las conclusiones en 2005 de Carrascal et al, sobre 'Comportamiento dinámico de placas de asiento de sujeción de vía de ferrocarril', establecen que bajo condiciones normales de envejecimiento ambiental, no se generan pérdidas importantes en sus prestaciones mecánicas y en el caso más desfavorable estudiado para placas de asiento con excesivo grado de humedad, se producía una fatiga del 12% tras su proceso de fatiga.

Estos resultados, aplicados a nuestras placas de asiento suponen una rigidez de 24 KN/mm.

Igualmente establecen Carrascal et al, para vías en servicio con una vida de 1 a 3 años, una rigidización del 33% al 41%, respectivamente en su trabajo 'Efecto del envejecimiento de placas de asiento de carril inyectadas con tope en la elasticidad de la vía para alta velocidad'.

Bajo este supuesto la rigidez estática inicial, pasaría a una rigidez en el entorno de 28,50 KN/mm a 30,27 KN/mm.

Se tienen los trabajos realizados por Vicente Cuellar et al, en el cajón del Cedex, donde han detectado un comportamiento dinámico que rigidiza las placas de asiento (en vía sobre balasto) hasta el 50%. Si se rigidizaran las placas de asiento de la fijación Rheda 2000 en el mismo orden de magnitud, la rigidez dinámica de esta fijación estará en el entorno de los 30 KN/mm.

Se comprueba ahora los datos deducidos a partir de las aceleraciones medidas en caja de grasa y la metodología propuesta en este trabajo.

La aportación de la rigidez de la losa y el carril no se considera en este cálculo. Para el sistema de vía en placa, la rigidez dinámica es la rigidez de la sujeción.

 Si no se tuviera en cuenta ningún coeficiente de mayoración de cargas, se adjunta la tabla 10.22. con los valores de rigideces global con carril y los asientos correspondientes:

Masa no suspendida (kg)	K Sin carril (kN/mm)
90 <i>4 E</i>	32,5
894,5	34,41
000 F	34,41
933,5	36,00

Tabla 10.22. Rigidez sin carril para una carga de rueda 83.33 KN

• Si se tuviera en cuenta un coeficiente de mayoración de cargas de 1.1, lo que supone una carga de rueda de 91,30KN, se adjunta la tabla 10.23. con los valores de rigideces global con carril y los asientos correspondientes:

Masa no suspendida (kg)	K Sin carril (kN/mm)	
0045	28,54	
894,5	30,00	
	30,00	
933,5	32,05	

Tabla 10.23. Rigidez sin carril para una carga de rueda 91.30 KN

• Si se tuviera en cuenta un coeficiente de mayoración de cargas de 1.2, lo que supone una carga de rueda de 99,60 KN, se adjunta la tabla 10.24. con los valores de rigideces global con carril y los asientos correspondientes:

Masa no suspendida (kg)	K sin carril (kN/mm)
0045	40,75
894,5	41,78
000 F	45,88
933,5	44,15

Tabla 10.24. Rigidez sin carril para una carga de rueda 99.60 KN

Se comprueba como la rigidez dinámica del sistema está en valores superiores a la rigidez estática dado por el fabricante y los valores propuestos se encuentran en el entorno que se había previsto según la bibliografía consultada de comportamiento dinámico de placas de asiento estudiadas en otros tramos de vía de alta velocidad españolas.

En los gráficos representados en las figuras 10.26; 10.27 y 10.28., se ha representado la relación entre las rigideces con y sin carril de la vía y los descensos previstos, en las distintas situaciones de carga, en función del coeficiente de mayoración de cargas.



Figura 10.26. Rigidez con y sin carril para una carga de rueda 83.33 KN



Figura 10.27. Rigidez con y sin carril para una carga de rueda 91.30 KN



Figura 10.28. Rigidez con y sin carril para una carga de rueda 99.60 KN

El valor de coeficiente de mayoración de cargas de los supuestos que más se asimila a los datos medidos de asientos en circulación son los que corresponden a una masa no suspendida con poca aportación de la masa del carril al conjunto, así como un coeficiente de mayoración de cargas de 1,1.

En este caso la rigidez estática inicial de 23 KN/mm pasaría a una rigidez enmarcada en el intervalo entre los 35-40 KN/mm, coincidente con los datos aportados por el profesor Albajar.

### 10.4.4. Resumen de resultados en obras de fábrica. Viaductos

En el tramo estudiado, sobre los viaductos se ha montado la vía sobre balasto, salvo en el viaducto del Turia, que se ha montado la vía con el sistema de vía en placa OBB sobre losa de hormigón in situ.

Se analiza en detalle los resultados de la auscultación dinámica en este viaducto, para analizar si se produce y en qué orden de magnitud, variación de la rigidez vertical de la vía en el sentido longitudinal de la marcha del tren, Viaducto en el que se monta vía en placa:

 Viaducto sobre el río Turia. Está situado en el tramo denominado Picanya-Valencia.

Este viaducto presenta singularidades destacables como son plataforma para tres vías y una distribución de vanos irregular para cruzar sobre la autopista y el río Turia. La vía se ha montado con el sistema de vía en placa OBB.

Dado que el emparrillado de vía es distinto para el caso de viaductos, pues se ha montado vía en placa por el sistema OBB con losa hormigonada in situ, se va a realizar un nuevo análisis en función de este tipo de superestructura.

Para el viaducto del Turia, con las medidas realizadas con una frecuencia de 1000 hercios en la campaña de auscultación dinámica llevada a cabo el año 2011, se obtiene un valor promedio de frecuencias en el entorno de los 48 hercios.

Esta frecuencia dominante se mantiene en la transformada de las series de Fourier en el entorno de los 50 hercios, en las medidas de auscultación dinámica realizadas en el año 2012. Se recuerda que en el año 2012 se ausculta la vía con una frecuencia mayor de muestreo de 12000 hercios, esto es, se toman doce mil datos de aceleración vertical de vía cada segundo.

Se presenta en las figuras 10.29 y 10.30., uno los gráficos de la transformada de Fourier de cada uno de los dos días de medida, en el viaducto sobre el río Turia.



Figura. 10.29. Aceleraciones verticales en caja de grasa. Campaña año 2011



Figura 10.30. Aceleraciones verticales en caja de grasa. Campaña año 2012

Al igual que ha podido ser verificado en el análisis de Fourier de la auscultación sobre vía sobre balasto y la auscultación en las zonas de vía en placa por el sistema Rheda 2000 y el sistema de vía en placa Aftrav, las transformadas en el caso de la señal tomada con una frecuencia de muestreo de 12000 hercios nos vuelca unos resultados limpios y precisos, destacando con mayor precisión, puesto que cada sinusoide en la que se descompone la señal original viene definida por un mayor número de puntos y el algoritmo de Fourier pude encajar mucho mejor las sinusoides que devuelve.

A la vista de los resultados se concluye igualmente que el sistema de vía en placa OBB ya presentaba un buen comportamiento frente a la auscultación dinámica y no se detectaron muchas interferencias en las frecuencias de vibración ya en las auscultaciones del año 2011

Las medidas realizadas con una frecuencia de 1000 hertzios, en el año 2011, se obtiene un valor promedio de frecuencias en el entorno de los 48 hertzios, lo que supone una rigidez global de la vía de 81,25 KN/mm.

Se observa con las medidas realizadas en el año 2012 con una frecuencia mayor de 12000 hertzios, se obtiene una frecuencia de 51 hertzios, lo que supone según la fórmula anteriormente comentada, una rigidez global de 91,9 KN/mm.

Se toma como valor representativo de la frecuencia dominante de la vía en placa Rheda 2000 los datos resultantes las últimas medidas tomadas en el año 2012, tomando como valor representativo el valor promedio de la frecuencia de vibración de masas no suspendidas representativas de la vía en placa Rheda 2000 en el entorno de los 49 - 50 hercios.

Se ha descrito en el capítulo 5 Modelos dinámicos del bogie y de la vía, como para el cálculo de la frecuencia de vibración de las masas no suspendidas se desarrollan los cálculos simplificados, según el modelo de una sola masa, sin amortiguamiento y sin acciones forzadas externas:

El resultado es suficientemente significativo, puesto que los errores cometidos en las frecuencias de las masas dos y tres intermedias o suspendidas al calcularlas como si estuvieran solas son grandes, pero el error obtenido en la frecuencia de la masa inferior al considerarla como solo una masa es muy pequeño, del orden de 0,04%.

Lo mismo ocurre con la pequeña influencia del amortiguamiento debido a la sujeción, al balasto o a las capas inferiores, que prácticamente no modifican la expresión de la frecuencia propia utilizada.

Se procesa así la señal tomada por los acelerómetros, según la metodología desarrollada en el apartado anterior, obteniendo la frecuencia de vibración de la masa no suspendida según la siguiente fórmula:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}}$$
 (10.4.4.1.)

Se asume el comportamiento según el modelo de una sola masa, sin amortiguamiento y sin acciones forzadas externas, siendo el resultado suficientemente significativo.

Puesto que se parten de datos del tren auscultado en movimiento hay que considerar el comportamiento dinámico del sistema. Se incorporan así dos supuestos que se desarrollan en esta metodología respecto al comportamiento dinámico del sistema.

- La masa total de las masas no suspendidas.
- Las cargas dinámicas.

Para determinar el peso total de la masa no suspendida se considera la influencia que tiene parte de la masa del carril, incluyendo distintos supuestos en la masa de vibración, para determinar la influencia de la masa del carril que influye en la frecuencia de vibración. Se incluye en la masa de vibración de la masa no suspendida la influencia del

carril, dado que en vía en placa no se produce el baile de las traviesas porque está la superestructura hormigonada en conjunto, embebida en la losa. Incluso la influencia del carril en la masa de vibración del sistema en su conjunto, no se ha considerado en un rango tan amplio como la superestructura sobre balasto dado el carácter intrínseco de la vía en placa.

Se relacionan estos datos en la tabla 10.25.

La masa de vibración se estima dentro del siguiente rango de variación:

- Se toma los 894,50 kg del cuarto de rodal de Talgo.
- Se toma 954,50 kg. si se toma un metro de carril.
- Se toma 930.50 kg, si se toma el peso del carril entre traviesas.

Frecuencia (Hz)	Masa no suspendida (kg)	Kglobal (kN/mm)
49	894,5	84,79
49	933,5	88,48
50	894,5	88,28
50	933,5	92,13
50	954,5	94,21
49	954,5	90,47

Tabla 10.25. Relación entre la rigidez con carril y la masa de vibración

Estos resultados se adjuntan en el gráfico de la figura 10.31.



Figura 10.31. Relación de la rigidez global de la vía con carril y las masas no suspendidas

Dado que el sistema está sometido a cargas dinámicas, se incluye un coeficiente de mayoración de cargas.

Es conocido que la vía en placa supone menos irregularidades a la vía sobre balasto, lo que supone un menor impacto de las cargas dinámicas sobre la vía. Estos coeficientes de mayoración de cargas se han medido en circulaciones ferroviarias para vías sobre balasto y se ha determinado un valor característico del mismo en el entorno de 1,5 pero se considera para este trabajo este coeficiente menor para vía en placa, estimando este coeficiente en un rango de valores hasta 1,2. Se desarrolla en la tabla 10.26. los

resultados de incluir estos coeficientes de mayoración de cargas así como la aportación del efecto de carril a la vibración de la masa no suspendida.

 Si no se tuviera en cuenta ningún coeficiente de mayoración de cargas, se adjunta la tabla con los valores de rigideces global con carril y los asientos correspondientes:

Masa no suspendida (kg)	Frecuencia (Hz)	Kglobal (kN/mm)	Descenso (mm)	
894,5	49	84,79	1,01	
	50	88,28	0,95	
933,5	49	88,48	0,95	
	50	92,13	0,92	

Tabla 10.26. Asientos para una carga de rueda 83.33 KN

• Si se tuviera en cuenta un coeficiente de mayoración de cargas de 1.1, lo que supone una carga de rueda de 91,30KN, se adjunta la tabla 10.27. con los valores de rigideces global con carril y los asientos correspondientes:

Masa no suspendida (kg)	Frecuencia (Hz)	Kglobal (kN/mm)	Descenso (mm)	
894,5	49	84,79	1,10	
	50	88,28	1,05	
933,5	49	88,48	1,04	
	50	92,13	0,99	

Tabla 10.27. Asientos para una carga de rueda 91.30 KN

 Si se tuviera en cuenta un coeficiente de mayoración de cargas de 1.2, lo que supone una carga de rueda de 99,60 KN, se adjunta la tabla 10.28. con los valores de rigideces global con carril y los asientos correspondientes:

Masa no suspendida (kg)	Frecuencia (Hz)	Kglobal (kN/mm)	Descenso (mm)	
	49	84,79	1,18	
894,5	50	88,28	1,13	
933,5	49	88,48	1,13	
	50	92,13	1,09	

Tabla 10.28. Asientos para una carga de rueda 99.60 KN

La rigidez vertical global es la suma de la rigidez de cada uno de los componentes de la vía que se encuentran por debajo del carril en el sentido vertical, en un sistema de vía en placa la elasticidad del sistema la aporta la sujeción. Se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\frac{1}{K_{global}} = \frac{1}{K_{carril}} + \frac{1}{K_{sujeción}} + \frac{1}{K_{losa}}$$
(10.4.4.2.)

Siendo,

Kglobal: Rigidez vertical total de la vía (KN/mm).

Ksujeción: Rigidez vertical de la Placa de Asiento (KN/mm).

La rigidez a flexión del carril y la losa no se consideran su aportación en este cálculo.

Dado que el sistema estudiado es un sistema dinámico, se introducen las condiciones de carga y masa de oscilación que resultan representativas de situaciones dinámicas, a partir de los datos deducidos a partir de las aceleraciones medidas en caja de grasa y la metodología propuesta en este trabajo.

• Si no se tuviera en cuenta ningún coeficiente de mayoración de cargas, se adjunta la tabla 10.29. con los valores de rigideces global con carril y los asientos correspondientes:

Masa no suspendida (kg)	K Sin carril (kN/mm)
004 5	32,5
894,5	34,41
	34,41
933,5	36,00

Tabla 10.29. Rigidez sin carril para una carga de rueda 83.33 KN

• Si se tuviera en cuenta un coeficiente de mayoración de cargas de 1.1, lo que supone una carga de rueda de 91,30KN, se adjunta la tabla 10.30. con los valores de rigideces global con carril y los asientos correspondientes:

Masa no suspendida (kg)	K sin carril (kN/mm)
894,5	28,54
	30,00
000 5	30,00
933,5	32,05

Tabla 10.30. Rigidez sin carril para una carga de rueda 91.30 KN

• Si se tuviera en cuenta un coeficiente de mayoración de cargas de 1.2, lo que supone una carga de rueda de 99,60 KN, se adjunta la tabla 10.31. con los valores de rigideces global con carril y los asientos correspondientes:

Masa no suspendida (kg)	K Sin carril (kN/mm)
894,5	40,75
	41,78
000 F	45,88
933,5	44,15

Tabla	10.31.	Riaidez	sin	carril	para	una	carda	de	rueda	99.	60	KN
1 01010	101011	1 agrace	0.1.1	001111	para	011101	our ga	~~	100000	00.	~~	

Se comprueba como la rigidez dinámica del sistema está en valores superiores a la rigidez estática y los valores propuestos en este trabajo se encuentran en el entorno que se había previsto según los resultados de los ensayos facilitados por el profesor Quereda respecto al comportamiento dinámico de placas de asiento estudiadas en otros tramos de vía de alta velocidad españolas.

En los gráficos 10.32; 10.33 y 10.34, se ha representado la relación entre las rigideces con y sin carril de la vía y los descensos previstos, en las distintas situaciones de carga, en función del coeficiente de mayoración de cargas.



Figura 10.32. Rigidez con y sin carril para una carga de rueda 83.33 KN



Figura 10.33. Rigidez con y sin carril para una carga de rueda 91.30 KN



Figura 10.34. Rigidez con y sin carril para una carga de rueda 99.60 KN

El valor de coeficiente de mayoración de cargas de los supuestos que más se asimila a los datos medidos de asientos en circulación son los que corresponden a una masa no suspendida con poca aportación de la masa del carril al conjunto, así como un coeficiente de mayoración de cargas de 1,1.

En este caso la rigidez dinámica se encuentra enmarcada en el intervalo entre los 35-40 KN/mm, coincidente con los datos aportados por el profesor Quereda.

### 10.5. RESUMEN DE RESULTADOS EN LABVIEW

Se presentan a continuación en la figura 10.35 la zona de muestreo donde se ha desarrollado la aplicación en Labview para el estudio de la frecuencia dominante del análisis FFT.





*Figura 10. 35. Zona de estudio Labview Villargordo del Cabriel- Umbría de los Molinos* Se adjuntan a continuación distintos momentos de la zona estudiada, con el resultado de salida de la aplicación desarrollada en Labview.



### TRANSFORMADA RÁPIDA DE FOURIER EN VÍA SOBRE BALASTO





## TRANSFORMADA RÁPIDA DE FOURIER













TRANSFORMADA RÁPIDA DE FOURIER SOBRE BALASTO



# TRANSFORMADA RÁPIDA DE FOURIER

TUNEL UMBRIA DE LOS MOLINOS (P.K. 296+875- P.K. 295+373)





### **10.6. RESUMEN DE RESULTADOS WAVELET**

Se adjunta los resultados de los coeficientes wavelet de la zona representada en la figura 10.36.



Figura 10. 36. Zona de estudio Wavelets. Túnel de Buñol

Se presenta una imagen de la señal en la zona estudiada a la entrada desde Valencia del túnel de Buñol.



Se aplica a esta señal un filtro paso banda entre 40 y 70 hercios, pues es la frecuencia donde se debe encontrar la masa no suspendida



Se marcan entre marcadores la zona de transición



Se procede al cálculo de las wavelet por la ondícula Haar, presentando los coeficientes wavelet.



Se adjunta un zoom de la zona de transición



Se analizan las ondas de frecuencia a uno y otro lado de la transición para verificar la frecuencia de la señal a cada lado y verificar si se corresponde con la frecuencia devuelta por Fourier

#### A la izquierda de la transición



Path Disfort-sell/2222-Vuelta-Ert Flor transec TV-1_Datespon Parametros de Tares Transectors de Tares Tarametros de Tares Tarametros de Tares	Pk-inic PK-final 380.778 359,573	offset in     offset suit       432000000     44000000       it     must inicial       80     1580000
2 30 340,0 30000 3 1 3 20 3 Hear 10 5000 Setter WANTER Configurates	Control de Curores es	n grafico de 82 11006
All Sector Linkow Linko		Control Contro Control Control Control Control Control Co

A la derecha de la transición, ya dentro de la vía en placa



WA2-pic	-	CARGE CO.	and the second
Peth 01504-det12222-hvebs-fithPirtsamos/IV-1_Dates.pv: Parameters de 1990s Parameters de 1	PK-tric     PK-final       380,778     359,571	offuet in offuet out 43200000 44000000 8 muet Inscal 80 13600000	
· [70] [40.0 ] 20000 ] 1 [10] [Har	Control de Curores e	es grafico de 82	
Sanzari Balanda Sana Sana Sana Sana Sana Sana Sana	Even P Service Correct Core	Pic Canad Pic Canad	
WHA2 proc Park Park Oxford-add/22222 -Vuelte-Ent/Rev terminol TV-3, Datasauc	Ph-mic PK-dinal	affset in gatiset out	
Parameters de Titros Parameters de Titros Torcada Trec Baja Torcada Line terre internet Scales searchet App 193 Torcada Line terre internet App 193 Torcada Line terre internet Scales searchet App 193 Torcada Line terre internet App 193 Torcada Line terre interenet App 193 Torcada Line terre	Gentral de Currente	43200000 44000000 a mue inicial 60 1380000 a 2	-
Serial WalvELT   Conficentes   Serial	I Selul	13412	-
2017327 364 001 001 001 001 001 001 001 00		Y     Control       Y	
WM2 pec Mai Mai Mold And 202221 Values of the served TV-1.0 data are:	Pk-mic PK-final	offset in offset cut	
Parametrico de l'Rom Perente internate la constitución de la constitu	360,778 359,571	432000000 440000000 # mue inicial # 15800000	-
Sefer   WAVILIT   Conficientes	Control de Cunores e	en grafico de 113515	
All statistics realizes realiz	E al mi Si al mi E al mi Si al mi	# control     # control	

Se presenta los coeficientes wavelet donde se ha marcado entre los marcadores la zona de la transición de entrada al túnel.



Se ha podido verificar que los coeficientes wavelet reconocen las zonas de soldadura de carril. Se verifica por la distancia entre coeficientes, en los 90 metros que corresponden a la soldadura de carril.





Los coeficientes wavelet detectan los cambios de rigidez que se producen en los cambios de vía sobre balasto a vía sobre terraplén, pero se debe buscar la manera de identificar solamente los cambios de frecuencia debido a este cambio de rigidez, porque estos coeficientes están detectando también irregularidades en la vía (soldaduras) y cambios en la amplitud de la señal.
# 11. CONCLUSIONES Y FUTURAS INVESTIGACIONES

#### **11.1. CONCLUSIONES**

Como ha sido descrito en la introducción de esta tesis, se desarrolla como objetivo principal, analizar en profundidad la superestructura e infraestructura del diseño actual de la línea de Alta Velocidad Madrid- Valencia, desde el punto de vista de la conjunción entre elasticidad y resistencia, puesto que, el conocimiento de la rigidez vertical de la vía puede incluso ayudar en la planificación y toma de decisiones de aumento o disminución de velocidades en determinados tramos.

Para conseguir una mayor aproximación a las percepciones de confort o no confort del pasajero, así como la repercusión que tanto sobre la superestructura, como sobre el material móvil y sobre el pasajero, pueden tener los cambios en el comportamiento elástico de la vía, se decidió tomar datos reales en trenes en circulación.

Es muy importante valorar, que para la elaboración de esta tesis doctoral han sido analizados datos reales medidos en trenes en circulación, con las ventajas e inconvenientes que este hecho supone.

Se han realizado varias campañas de auscultación dinámica y cada una de ellas a una frecuencia distinta de muestreo. Se ha observado cómo el aumento de la frecuencia de medición mejora el análisis de Fourier, determinando con mayor claridad y limpieza la frecuencia que se puede considerar dominante. Este hecho puede explicarse dado que las sinusoides en las que descompone Fourier la señal original que aparecen en el movimiento ondulatorio del registro de aceleraciones verticales, quedan definidas por mayor número de puntos, lo que garantiza la descomposición de la señal con mayor grado de precisión.

Se adjuntan, en la figura 11.1., los periodogramas de distintas zonas sobre balasto y vía en placa en cada una de las campañas que se han realizado.







Figura 11.1. Peridiogramas de diversas zonas sobre vía en placa y sobre balasto de la campaña realizada.

Se concluye que se debe muestrear con la mayor frecuencia posible para mejorar el posterior análisis de la señal.

De los sucesivos análisis realizados a la señal en los distintos tramos y con distintas frecuencias de muestreo, se observa cómo una punta de frecuencia puede desaparecer en un tramo al coger distinto número de puntos en sucesivos análisis de la misma zona, debido a que se puede producir *leakage*. Para evitarlo hay que realizar varios análisis que confirmen que la frecuencia dominante que se toma es cierta y muestrear a mayor frecuencia, verificando el cumplimiento del intervalo de Nyquist.

Los sistemas de análisis dinámicos deben ser ágiles y con un grado de análisis de los resultados potente, para poder realizar distintos análisis de una misma zona con distinto número de puntos y concluir datos de frecuencias dominantes ciertas. La metodología desarrollada así como la interfaz gráfica que se ha desarrollado en Labview, reúne estas características y los datos dinámicos de la vía y su análisis se realiza de forma rápida y segura.

A altas velocidades se incrementan las cargas dinámicas que actúan sobre las vías, que es una de los principales agentes que aceleran el deterioro de una vía férrea, por lo que es necesario dotar de mayor fiabilidad estructural las vías, para lo que se rigidiza el emparrillado de vía y se rigidizarían las capas de asiento. Este concepto debe estar en equilibrio con el concepto de elasticidad, pues una vía demasiado rígida provocaría efectos no deseados de pérdida de confort. Se busca analizar si el conjunto de la infraestructura y la superestructura que guía el ferrocarril del tramo estudiado, presenta una rigidez vertical homogénea a lo largo del trazado.

En este trabajo se propone una nueva metodología para la determinación a partir de los datos de auscultación dinámica de la rigidez global con carril y sin carril de la vía a partir de las frecuencias de vibración de la masa no suspendida sobre la vía, distinguiendo las frecuencias dominantes en vía sobre balasto y en vía en placa.

Se presenta en el gráfico mostrado en la figura 11.2., los resultados de frecuencia característica en terraplenes.



Figura 11.2. Frecuencias características en terraplenes

Las frecuencias características para terraplenes son las reflejadas en la tabla 11.1.

Tomonlón	Frecuencia propia
ierrapien	Hz
Terraplén 17	58
Terraplén 22	60
Terraplén 32	60
Terraplén 44	60
Terraplén 59	60
Terraplén 66	60
Terraplén 80	60
Terraplén 96	60
Terraplén 125	59
Terraplén 149	60
Terraplén 155	60
Terraplén 173	60
Terraplén 192	58
Terraplén 255	60

Tabla 11.1. Resultados frecuencias terraplenes

Las frecuencias características para los túneles son las mostradas en la tabla 11.2.

Túneles	Frecuencia propia (Hz)
Túnel de Torrent	50
Túnel de la Cabrera	50
Túnel del Bosque	48
Túnel Loma del Carrascal	48
Túnel de la Cabreja	50
Túnel de Horcajada	60
Túnel Hoya de la Roda	49
Túnel Umbría de los Molinos	50
Túnel Villargordo del Cabriel	50
Túnel de Buñol	51

Tabla 11.2. Resultados frecuencias túneles

Se representa en el siguiente gráfico representado en la figura 11.3., las frecuencias dominantes de los túneles estudiados.



Figura 11.3. Frecuencias características en túneles

La frecuencia característica para el viaducto estudiado se muestra en la tabla 11.3.

Viaducto	Frecuencia propia (Hz)
Viaducto del Turia	50

Tabla 11.3. Resultados frecuencias viaductos

Se ha determinado como frecuencia de vibración características de la vía sobre balasto los 60 hercios al igual que la vía en placa del sistema Aftrav. Sin embargo la frecuencia característica de vibración de la vía en placa Rheda 2000 y el sistema OBB sobre losa in situ obtenida son los 50 hercios.

En el diseño y construcción de la vía férrea debe prevalecer el equilibrio entre la garantía estructural del emparrillado de vía y la elasticidad de la misma, buscando los valores óptimos de rigidez global y que estos valores se mantengan a lo largo del recorrido.

La vía en placa se debe comportar como la vía en balasto y ambas vías deben tener al menos la misma rigidez vertical, para evitar así los daños colaterales ya comentados, que supone los cambios de rigidez para el tráfico ferroviario.

Los valores concluidos de rigideces globales del tramo en estudio son los reflejados en la tabla 11.4.

Tipo de superestructura	Rigidez global con carril (KN/mm)	
Vía sobre balasto	128	145
Vía en placa Aftrav	123	133
Vía en placa Rheda	85	92
Vía en placa OBB	85	92

Tabla 11.4. Rigidez global con carril en cada tipo de superestructura

Se presenta en el gráfico de la figura 11.4. todas estas rigideces globales caracterizadas, con los valores obtenidos según la metodología propuesta.



Figura 11.4. Rigidez global con carril para distintos tipos de superestructura

Puede observarse la rigidez global de la vía caracterizada para cada tipología de vía según la nueva metodología propuesta. La vía en placa Rheda 2000 y la vía en placa OBB sobre losa in situ presentan un comportamiento similar y la vía en placa del sistema

Aftrav siendo un sistema algo más rígido que la vía en placa Rheda 2000, presentando un resultado similar al de la superestructura sobre balasto.

El diseño de la superestructura de vía, influye en la transmisión de los esfuerzos dinámicos provocados por el contacto rueda - carril. En este sentido se debe valorar que una vía demasiado elástica absorbe más las cargas dinámicas que una vía excesivamente rígida, por lo que se transmiten menos esfuerzos dinámicos. Sin embargo hay que tener en cuenta que el amortiguamiento de los materiales interpuestos es disipado en forma de calor y disminuye la vida útil de los mismos.

La rigidez vertical óptima propuesta por Texeira en su tesis doctoral habla de valores de rigidez óptima entre los 75-85 KN/mm. La vía en placa Rheda 2000 y la vía en placa OBB presentan valores próximos a este intervalo aunque algo más rígidos. De la lectura de aceleraciones verticales en caja de grasa, puede verse que estos valores son limpios y sin cambios bruscos dentro de cada túnel o sobre el viaducto, por lo que parecen valores adecuados de rigidez vertical sobre carril.

Cualquiera de los tres sistemas constructivos de vía en placa a los que se ha optado construir en la Línea Madrid - Valencia, presenta las mismas opciones para conseguir la rigidez vertical óptima, presentando adecuados condicionantes para mantener un valor homogéneo longitudinal de la rigidez vertical, así como buenas cualidades para mantener la calidad de la vía en el tiempo, cuidando la ejecución de las capas de asiento en terraplenes.

Se ha clasificado la vía sobre balasto, teniendo en cuenta los trabajos del profesor Eisenmann en su artículo 'Vía en balasto para alta velocidad', escrito durante la construcción del tramo de vía a alta velocidad entre Hannover y Berlín.

A raíz de estos ensayos en las vías alemanas de alta velocidad, llevaron a replantearse a la administración alemana incrementar los tramos sobre vía en placa de las nuevas vías de alta velocidad.



Figura 11.5. Rigideces de la superestructura de balasto en las nuevas vías Hannover-Wurzburg y Mannheim- Stuttgart. Fuente: Eisennman

Se observa en la figura 11.5., según la clasificación que establece en su trabajo el profesor Eisenmann, que la vía sobre balasto del tramo en estudio se puede clasificar como rígida, teniendo los resultados obtenidos de la vía en placa el comportamiento

algo más flexible. La vía en placa auscultada tiene un comportamiento ligeramente menos rígido que la vía apoyada sobre balasto. Esto puede suponer una mayor deflexión en estos tramos de vía en placa, que se ven localizados básicamente, en las transiciones descritas de paso de vía sobre balasto a vía en placa.

Se han analizado en detalle los proyectos constructivos que se licitaron de la Línea Madrid Valencia estudiada, donde se han proyectado 75 viaductos y 32 túneles, lo que conlleva más de doscientas cuñas de transición ejecutadas para suavizar los cambios longitudinales de rigidez de vía, buscando equilibrar el comportamiento dinámico de los sistemas a instalar en la misma.

Estas cuñas de transición son siempre un problema constructivo delicado y aunque se han mejorado las características de las mismas tanto en la construcción de la plataforma, como la ayuda que supone el empleo de suelas bajo traviesa, siguen siendo un punto que requiere de la máxima atención tanto en el diseño como en la construcción y durante el mantenimiento.

El sistema Rheda 2000, consistente básicamente en unas traviesas bibloque embebidas en losa de hormigón, por lo que sólo presenta un punto de elasticidad bajo carril en la parte superior del sistema. Mecánicamente se comporta muy bien, como así demuestra la experiencia española y europea. El sistema Aftrav es un sistema con losas prefabricadas que también ha demostrado un correcto comportamiento mecánico presentando mayores puntos de absorción de la energía por sus mayores zonas, superior e inferior, de ajustes elásticos. Ambos sistemas han mostrado un comportamiento elástico frente a las solicitaciones del tráfico ferroviario.

En el viaducto del Turia se ha montado el sistema de vía en placa OBB sobre losa de hormigón in situ. Este sistema también ha demostrado un comportamiento elástico frente a las solicitaciones del tráfico ferroviario.

Se ha pasado revista a los materiales que constituyen la infraestructura que se diseña actualmente para la alta velocidad española, tanto ensayados en laboratorio, como ensayados en tramo de prueba y tramos en servicio, para comparar las condiciones estáticas y dinámicas de los materiales constituyentes del emparrillado de la vía, pudiendo entrar a valorar así las características que debemos demandar a cada uno de ellos así como calibrar la bondad de la metodología propuesta.

Se ha valorado la elasticidad que van a aportar cada uno de estos elementos a la rigidez global y buscar esta homogeneidad desde el momento inicial de concepción del trazado. Parece concluirse un diseño adecuado de estos materiales con la posibilidad de estudiar la disminución de la rigidez del pad de apoyo de la vía sobre balasto respecto a los 100 KN/mm como valor de referencia.

La medición de forma continuada de la rigidez vertical de la vía a través del análisis de aceleraciones verticales en caja de grasa tomadas de las medidas de auscultación dinámica de la vía, suponen un buen conocimiento del origen del deterioro de la vía en puntos problemáticos, por lo que se podrán planificar mejor las posibles necesidades de mantenimiento preventivo o incluso correctivo o de diseño.

El comportamiento dinámico del vehículo ferroviario es sin duda uno de los modelos dinámicos más difíciles de estudiar por los elevados grados de libertad que presenta. En este trabajo se han estudiado distintos supuestos, tomando distintos escenarios de estudio.

Se ha analizado el comportamiento y las frecuencias dominantes con los modelos de una, dos y tres masas. En los modelos de dos y tres masas, se ha observado como las frecuencias propias varían ligeramente para las masas sobre la suspensión primaria. No así para el modelo de una sola masa.

Los errores cometidos en las frecuencias de las masas dos y tres intermedias o suspendidas al calcularlas como si estuvieran solas son grandes. Pero el error obtenido

en la frecuencia de la masa inferior al considerarla como solo una masa es muy pequeño, del 0,04%.

Se puede concluir cómo para el estudio dinámico de la vía que se realiza en la presente tesis el comportamiento puede ser simplificado tomando el modelo de una sola masa, con vibraciones libres.

La frecuencia de vibración de la masa no suspendida sí se ve afectada por la rigidez del carril, así como en cierta medida, por el peso de la traviesa.

Dado que la elasticidad del sistema, considerando el total como un conjunto de resortes, lo calculamos con los inversos de la rigidez, la rigidez que aporta el carril influye poco en el conjunto, aunque sí se ha considerado en este trabajo que tanto la masa del carril, como parte de la masa de las traviesas, afectan a la vibración del conjunto (figura 11.6.).



Figura 11.6. Variación de la elasticidad vertical de la vía. Fuente: Anderson 2004

Se considera así, la frecuencia de vibración de la masa no suspendida, influida por el peso del carril, desde los 60 kilogramos por metro lineal que supone el carril UIC60, hasta los 36 kilogramos que supone el peso del carril entre dos traviesas. Igualmente se plantean distintos supuestos del peso de la traviesa, desde los 300 kilogramos de la traviesa hasta el 50% del peso de la misma.

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_t}{m_w + m_t}}$$
(11.1.1.)

En la vía sobre balasto los factores que más claramente afectan a las masas no suspendidas son el peso del carril entre traviesas y el 30% del peso de la traviesa.

Para la vía en placa no hay influencia del peso de la losa pues el sistema es embebido en la misma y el porcentaje de influencia de la masa del carril a la masa total de vibración en un porcentaje reducido que como mucho se ha estimado que es el peso del carril entre sujeciones.

Igualmente se han tenido en cuenta los factores dinámicos de la carga de la rueda sobre la vía. Para este estudio se parte de la carga de rueda conocida, a través de los datos facilitados por el fabricante Talgo. Se ha considerado por tanto una carga por rueda de 83,3 KN. Esta carga de rueda se mayora para establecer distintos supuestos y valorar en concreto en este tramo estudiado qué factor de amplificación de carga es más acorde respecto a los datos de asientos y rigideces establecidos (figura 11.7.).

Para la vía sobre balasto, la carga dinámica supone el cincuenta por ciento de la carga estática correspondiente, reduciéndose el coeficiente para la vía en placa al diez por ciento.



Figura 11.7. Coeficientes de impacto frente a las cargas nominales entre 150Kn y 226KN. Fuente: Cedex, 2012

Se ha analizado separadamente la frecuencia de vibración con la opción de un modelo con vibración libre y un modelo con vibración forzada (figura 11.8.).



Figura 11.8. Frecuencias propias para vibraciones forzadas

No influye esta vibración forzada en la frecuencia dominante de vibración de la masa no suspendida, por lo que no enmascara el resultado obtenido suponer el modelo de una

masa en vibración libre. Además resulta representativo el análisis de frecuencias de vibración del rodal de Talgo en el entrono de los 40 a los 60 hercios.

También se ha estudiado la influencia de la velocidad, dado que la frecuencia de paso por las traviesas cuando se circula a velocidades cercanas a los 100 - 110 km/h es cercana a las frecuencias de vibración de la masa no suspendida. Se ha determinado la frecuencia de vibración con el modelo de una masa y con el paso sobre traviesas cada 0,60 metros. Se adjuntan en el gráfico mostrado en la figura 11.9.



Figura 11.9. Frecuencias propias para velocidades bajas

Se aprecia como ambas frecuencias coinciden y se solapan, por lo que no puede estudiarse significativamente una frecuencia dominante en aquellas zonas donde coincida la frecuencia dominante de vibración de la masa suspendida, con la frecuencia de paso sobre las traviesas.

Desarrollando el estado del arte sobre los estudios realizados sobre la elasticidad de la vía, desde los orígenes hasta el tiempo actual, se puede observar cómo ha evolucionado el concepto de rigidez vertical así como la forma de medirlo.

En los inicios se consideraba la vía como un apoyo continuo. Los primeros estudios se basan en el conocimiento del coeficiente de balasto para caracterizar la resistencia vertical del apoyo (figura 11.10.).

Se utiliza una relación de proporcionalidad entre la presión ejercida y el asiento medido.



Figura 11.10. Coeficiente de balasto. Fuente: Melis, apuntes de clase 2012

Se propone la siguiente formula:

$$C = \frac{r}{S} = \frac{P}{z} \tag{11.1.2.}$$

Posteriormente Introduce Talbot el módulo de vía para caracterizar la elasticidad de la vía como la carga que uniformemente repartida por unidad de longitud de carril, produce un asiento o hundimiento unidad (figura 11.11.).

Se sigue considerando la vía como una viga con apoyos continuos.



Figura 11.11. Módulo de vía. Fuente: Melis, apuntes de clase 2012

A partir de la década de los cincuenta se realizan los estudios considerando la vía como si fuera una serie de apoyos discretos elásticos. Se avanza así con el concepto de coeficiente de balasto, hacia un sistema formado por elementos, donde cada uno de ellos se asimila a un muelle de constante lineal.

Esta hipótesis queda definida por la siguiente expresión

$$\frac{1}{k_g} = \frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_p} + \frac{1}{k_f}$$
(11.1.3.)

Siendo,

K<sub>9</sub>: Coeficiente de rigidez global

Kb: Coeficiente de rigidez del balasto

K<sub>p</sub>: Coeficiente de rigidez de la plataforma

Kr: Coeficiente de rigidez de la sujeción y placas de elastómero

Se introduce así un nuevo coeficiente que caracteriza la deformación de la vía. El concepto de rigidez relaciona la carga que aplicada sobre un carril produce en dicho punto un determinado descenso (figura 11.12.).



Figura 11.12. Rigidez del apoyo. Fuente: Melis, apuntes de clase 2012

Se han determinado todos los estudios determinando la rigidez global de la vía, así como la rigidez de cada uno de los elementos que componen el emparrillado de vía, por este último procedimiento de medición de la elasticidad de la vía, que siendo una simplificación del método general suficientemente aproximado.

En este trabajo no se han filtrado la señal previamente a su análisis, para no modificar las amplitudes de la misma y se ha podido verificar con este estudio que no afecta el 'ruido' a la transformada de Fourier (figura 11.13.).





#### **11.2. FUTURAS INVESTIGACIONES**

La futura línea de investigación que más claramente se ha abierto en este trabajo, es el uso del cálculos de las ondículas wavelet para la localización, no solo en el tiempo, sino en el espacio del recorrido, de estos cambios de rigidez vertical que tanto daño pueden llegar a hacer a la geometría de la vía, con el aumento progresivo de las cargas dinámicas sobre la misma.

Se ha podido comprobar como los coeficientes wavelet detectan los cambios de rigidez en la zona de transición, pero detectan igualmente otros cambios de amplitud y frecuencia que vienen reflejados en la señal, por lo que se propone como futura vía de investigación, profundizar en el estudio de las ondículas para el análisis de auscultaciones dinámicas de vía.

Se aconseja para este estudio, filtrar la señal con el filtro perfecto descrito, para poder discriminar con mejor capacidad de análisis los resultados de los coeficientes wavelet.

Otro campo de investigación abierto con esta tesis es el desarrollo de un modelo dinámico para la estimación y comprobación de los coeficientes de mayoración de cargas tomados en los últimos estudios ferroviarios que se están realizando incluidos los propuestos en la presente tesis doctoral (tabla 11.5.).

Se ha estimado un coeficiente de mayoración de cargas de 1,5 para las circulaciones de vía sobre balasto.

CARGAS (KN)	Prud'homme	Eisenmann	P 97 carga nominal P 50 coef. impacto	P 50 carga nominal P 97 coef. impacto
Cargas dinámicas de eje máxima	246.2	283.36	283	275
Factor de mayoración (carga nominal:189.63 KN)	1,3	1,5	1,5	1,5
Carga nominal de eje Talgo serie 112	167	167	167	167
Carga dinámica de eje máxima Talgo serie 112	217	250	250	250
Carga dinámica de rueda máxima Talgo serie 112	108	125	125	125

Tabla 11.5. Estimación de cargas dinámicas

Aunque a lo largo de la historia se han establecido distintos valores de coeficientes de mayoración de cargas, como son los reflejados en las figuras 11.14 y 11.15,, estos planteamientos deben ser superados por modelos actuales y mediciones de vía.



Figura 11.14. Coeficientes de mayoración de la carga dinámica según Winkler y Diessen, 1915 y 1936.



Figura 11.15. Coeficientes de mayoración de la carga dinámica según Schramm y Eisenmann

Una futura investigación puede ser buscar conseguir una mejor aproximación de estos coeficientes midiendo las cargas en la vía o bien midiendo la geometría longitudinal y transversal de la vía y sus rigideces, correr sobre ella un modelo dinámico detallado del tren con sus masas, sus inercias y sus suspensiones, para tener en cuenta las cargas dinámicas sobre la vía y estimar el factor de mayoración de cargas.

Como se ha visto, la vía en placa Rheda 2000 y la vía en placa OBB sobre losa in situ presentan un comportamiento menos rígido que la vía sobre balasto. La vía en placa del sistema Aftrav presenta unos resultados de aceleraciones muy buenos pues el tren anda bien y sin golpes, siendo un sistema algo más rígido. Tiene una rigidez similar a la superestructura sobre balasto.

Una futura línea de investigación que se abre con este trabajo es la posibilidad de investigar sobre las condiciones de diseño de cada sistema y su comportamiento dinámico en la vía, para que los valores de aceleraciones verticales en caja de grasa medidos en auscultación dinámica sean constantes a lo largo del trazado

Igualmente se propone investigar si los datos reflejados de rigidez vertical con carril de las distintas tipologías de vía deducidos con este trabajo, que se encuentran entre los 90-110 KN/mm pueden ser un intervalo de rigidez vertical óptima, comprobando por ejemplo, las necesidades de mantenimiento que han tenido estas zonas de vía en placa en la nueva línea de alta velocidad entre Madrid y Valencia.

Se propone como futura línea de investigación, dada la importancia que tienen las aceleraciones laterales y la escasa bibliografía al respecto, utilizar las medidas realizadas bajo el Convenio de Colaboración entre Renfe y la Universidad Politécnica de Madrid, de estudiar los valores de estas aceleraciones laterales y su correlación con la infraestructura, para poder obtener así valores de rigidez transversal, importante sobretodo en plataformas con grandes bombeos.

La importancia del análisis de las aceleraciones laterales está íntimamente relacionada con la importancia para el ferrocarril del comportamiento dinámico transversal de un vehículo ferroviario y las consecuencias que producen en cuanto a los esfuerzos ejercidos sobre la vía y la estabilidad transversal de los vehículos.

Una futura línea de investigación, podría ser aprovechar estos registros de aceleraciones verticales en caja de grasa, para una vez obtenida la rigidez de la vía correlacionarlo con las necesidades de mantenimiento en la línea, incorporando así las variaciones de rigidez vertical que se han producido y verificar si el intervalo de rigidez vertical óptima propuesto en el presente trabajo, corresponde con reducciones significativas de los costes.

Es fundamental para valorar la rentabilidad de una nueva línea de alta velocidad, no solamente la reducción de tiempos de viaje debido al aumento de progresivo de las velocidades comerciales y las nuevas vertebraciones entre las distintas ciudades españolas o europeas, sino que es fundamental valorar igualmente que estas nuevas líneas se exploten en condiciones óptimas de seguridad en la circulación y de confort para el pasajero.

Otro posible campo de actuación sería correlacionar estas auscultaciones y cambios de rigidez de la vía a lo largo del trazado, con los consumos que tienen los distintos tráficos ferroviarios en la línea.

# 12. BIBLIOGRAFÍA

ALIAS, M.M. (1981), 'La dynamique ferroviaire a grande vitesse'. Bull Associat. Ingen. Ponts et Chaussees. Paris.

ALIAS, J., VALDES, A., (1990). 'La vía de ferrocarril'. Editorial Bellisco, Madrid.

ALVAREZ MANTARAS, D., LUQUE RODRIGUEZ, P., (2003), 'Ingeniería e Infraestructura de los transportes. Ferrocarriles'. Servicio de publicaciones de la Universidad de Oviedo.

AMIELIN, S.V., (1974) 'La vía y el servicio', traducción española del original por la Fundación de los Ferrocarriles Españoles'.

ANDERSON, E., BERG, M., STICHEL, S., (2004), ,Rail Vehicle Dynamics', Railway Group KTH, Centre for Research and Education in Railway Engineering. Stockholm.

ANTRASA, S.A. Andaluza de traviesas. Traviesas AI- 04/UIC 60. Especificaciones del producto.

BAUCHAL, (1900), 'Ballast', Bulletin de l' A.I.C.C.F., Juin.

BIRMANN, F. (1957), 'Neure Messungen an Gleisen mit verschiedenen Unterschwellungen', Eisenbahntechnische Runschau, Juli, Heft 7.

BIRMANN, F. (1965), 'Track Parameters, Static and Dynamic', Paper presented at the Join convection on Interaction BetweenVehicle and track, London, November.

BIRMANN, F. (1966), 'Aktuelles úberden schienenweg', Nº 54.

BIRMANN, F. (1967), ''Messungen am Gleis', Glasers Annalen, №9.

BIRMANN, F. (1974), ,Forschungen zur erhehung der Logebestandigkeit it des Eisenbahgleises- ein wichtrger beitrog fur Fahrweg und Fahrzeuge', Glasers Annalen, N<sup>o</sup> August.

BOGGES, A. y NARCOWICH, F.J. (), ,A first Couerse in Wavelets with Fourier Analysis'. Texas A.V.M. University. Prentice Hall, Upper Saddle river, NJ 07458.

CÁMARA, J.L. et al (2012), 'Análisis estadístico de cargas dinámicas para el estudio de la fatiga de una línea de alta velocidad con tráfico mixto', Boletín de la Sociedad Española de mecánica del suelo e ingeniería geotécnica. Nº 170, ENERO, FEBRERO Y MARZO 2012.

CARRASCAL, I.A., CASADO, J.A., POLANCO, J.A. y GUTIÉRREZ-SOLANA, F. (2005), 'Comportamiento dinámico de placas de asiento de sujeción de vía de ferrocarril', Anales del comportamiento de la fractura, Volumen 22, E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad de Cantabria. Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y los Materiales

CARRASCAL, I.A., CASADO, J.A., POLANCO, J.A. y GUTIÉRREZ-SOLANA, F. (2005), 'Efecto envejecimiento de placas de asiento de carril inyectadas con TPE en la elasticidad de la vía para alta velocidad', E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad de Cantabria. Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y los Materiales.

CARRASCAL, I.A., CASADO, J.A., POLANCO, J.A. y GUTIÉRREZ-SOLANA, F. (2005), 'Comportamiento en fatiga de sujeciones de vía de ferrocarril', Anales del comportamiento de la fractura, Volumen 18, E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad de Cantabria. Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y los Materiales.

COOLEY, J.W. Y TUKEY, J.W. (1965), 'An algorithm for the machine calculation of complex Fourier series', Mathemathics of computation Vol 19, nº 90, Pag. 297- 301.

CRUZ ABAD, J. (2009). 'Superestructura de vía'. Seminario de ferrocarriles de Alta Velocidad, Madrid a 7 de octubre de 2009, IIR España.

CUÉLLAR, V., NAVARRO, F., ANDREU, M. A., CÁMARA, J. L., GONZÁLEZ F., RODRÍGUEZ, M., NÚÑEZ, A., GONZÁLEZ, P., NAVARRO J. y RODRÍGUEZ, R., (2012), 'Ensayos de laboratorio a escala 1:1 en el CEDEX para determinar el comportamiento a corto y largo plazo de líneas de alta velocidad'. Boletín de la Sociedad Española de mecánica del suelo e ingeniería geotécnica. Nº 170, ENERO, FEBRERO Y MARZO 2012.

CUELLAR, V., (2012), 'Comportamiento del balasto en el cajón del Cedex', Jornadas de presentación de las conclusiones del Proyecto balasto artificial'. Madrid, 29 de noviembre de 2012.

CUENOT, (1905), 'Etude sur les deformations des voies de chemins de fer et les moyens d'y remedier'.

DISCHINGER, F., (1925), 'Der Durchlaufender traeger und rahmen auf elastich senkbaren stutzen', Der Bauingenieur, páginas 15-27, Heft 9/10, páginas 74-78.

EBELING, K. (2005), 'High Speed Railways in Germany'. Japan Railway&Transport Review 40. March, 2005

EISENMANN, J. (1969),'Beanspruchung der Schiene als Träer'. E.T.R., N Eisenbahntechische Rundschau, N<sup>o</sup> 8, páginas 306- 312. Eurail Press.

EISENMANN, J. (1970), 'Einfluss der Schewellengrässe, Schwellenteilung und Schotterbettstarke auf die Untergrundbean spruchung'. E.T.R. Eisenbahntechische Rundschau, N<sup>o</sup> 8. Eurail Press

EISENMANN, J. (1970), 'Weiterentwicklung des Eisenbahnoberbaues für Schwerstverkehr'. Jahrbuch des Eisenbahnwesen, N°21.

EISENMANN, J. (1971), 'Die Schiene als Fahrweg'. E.T.R. Eisenbahntechische Rundschau. Heft Nº 1 y Nº2. Eurail Press.

EISENMANN, J. (1974), 'Schotterroberbau für hohe Geseh windigkeiten'. E.T.R. Eisenbahntechische Rundschau. Heft Nº 1 y Nº2. Eurail Press.

EISENMANN, J., et al. (1997), 'Ballast superstructure for high speeds', traducido por la Fundación de Los Ferrocarriles Españoles 'Superestructura de balasto para altas velocidades'. ETR 46, pag. 99-108

ENOCHSON, L. (1978), 'Applied Time Series Analysis. Volume I. Basic Techniques'. Gen Rad Inc. Acousties, Vibratios and Analysis Division.

ESTRADÉ PANADES, J.M. (1998), 'La superestructura de vía en placa en las nuevas líneas de alta velocidad de nuestro país'. Ciencia y Tecnología de la Ingeniería Civil. Revista de Obras Públicas. Enero 1998.

ESVELD, C. (2011). 'High speed lines Netherlands, Belgium and France'. Seminar Madrid 23-24 February 2011 ECS.

FOURIER, J.B., (1822), 'Theorie analytique de la chaleur', F. Didot, Paris.

FRAILE MORA, J., GARCÍA GUTIERREZ, P. y FRAILE ARDANUY, J. (2012). 'Instrumentación aplicada a la ingeniería'. GARCETA Grupo Editorial.

FRAILE MORA, J., GARCÍA GUTIERREZ, P. (1998). 'Sistemas de instrumentación y control'. Ingeniería y territorio, Nº 44.

FREUDENSTEIN, S. (2011), High Speed Lines in Germany'. Chair and Institute of Road, Railway and Airfield Construction. Munich, Germany. Seminar on High-Speed Railways, Madrid, 23-24, February, 2011

FUMEI, M. et al (2002), 'Feasibility study <<br/>ballastless track>>', UIC Infrastructure Commission- Civil Engineering Support Group. Report March 2002.

GALLEGO, I., (2006), 'Estudio de la Heterogeneidad resistente de las Vías de Alta Velocidad: Transición terraplén- estructura'. Tesis doctoral Universidad de Ciudad Real.

GARCÍA LOMAS, J.M., (1945), 'Tratado de explotación de ferrocarriles'. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos de Madrid. Universidad Politécnica de Madrid.

GILABERTE, M., (2007), 'Criterios y funcionalidad'. Jornada de Reflexión y Debate. Vía con balasto versus Vía en placa. Criterios Técnico-económicos para una decisión. Aula Carlos Roa. Madrid, Junio 2007.

GILABERTE, M. (2012), 'La vía de alta velocidad. Materiales, procesos de montaje e innovaciones tecnológicas'. Jornada en la Fundación de los Ferrocarriles Españoles. Febrero 2012. Texto inédito.

GILABERTE, M. (2012), 'Vía en placa. Últimos desarrollos y perspectivas'. Jornada en al Fundación de los Ferrocarriles Españoles. Junio 2012. Texto inédito.

GOOSSENS, H. (2010), 'Maintenance of High Speed Lines'. Internacional Union of Railways, Raport 2010.

HIRANO, M. (1972), 'Theorical Analysis of variation of wheel load', Quarterly reports, Vol.13,

JENKINS, J., S. STEPHENSON, G. CLAYTON, G. MORLAND Y D. LYON, (1974), 'Incidences des parametres caracteristiques de la voie des vehicules sur les efforts dynamics verticaux qui se developpent entre rail et roue ', Rail International, Vol. 10, Octubre. (ARTICULO).

JIMENEZ SALAS, J., (1980), 'Geotecnia y cimientos', Tomo III, 1ª Parte, editorial Rueda.

KAO, T.C.'Challenges to the Vision for High Speed Rail in America'. National Taiwan University. Illinois Railrod Engineering Program. Seminar on High-Speed Railways, Madrid, 23-24, February, 2011

KAO, T.C. 'Lessons Learnt from the World's First Private High Speed Rail-Taiwan High Speed Rail'. National Taiwan University. Illinois Railrod Engineering Program. Seminar on High-Speed Railways, Madrid, 23-24, February, 2011

KIM IN JAE (2011), Track design in the Korean High Speed Railways - Ballasted track and Concrete track'. Korea Rail Network Authority. Seminar on High-Speed Railways, Madrid, 23-24, February, 2011

KNOTHE, K.L. and GRASSIE S.L., (1993), 'Modeling of Railway Track and Vehicle Track Interaction at High Frequencies', Vehicle System Dynamics, 22, pp 209-262.

KRAISER, G. (1994), ' A friendly guide to Wavelets', Birkhauser.

KURT, B. Y BROUGHTON, S. ALLEN (2008), 'Discrete Fourier analysis and wavelets. Aplications to signal and image processing'. Rose- Hulman Institute of technology department of Mathematics. John Wiley & sons, Inc., Publication.

KURODA, S., (1973), 'Dynamics variation of whell load, attributed to vertical deformation of rail end', Quarterly Reports, Vol.14, nº3.

LADRÓN, A., (2000), 'Tecnología en la Infraestructura y Vía de Alta Velocidad Madrid-Sevilla. Ocho años de experiencia', Conferencia en la ETSICCP de Madrid (texto inédito).

LOPEZ PITA, A., (1974), 'Estudio de la deformabilidad del sistema balasto- plataforma en una vía férrea bajo la acción de cargas verticales'.

LOPEZ PITA, A., (1976), 'Un nuevo método para la determinación del espesor de la capa de balasto'. Revista de la Asociación de Investigación del transporte, Nº13. Diciembre.

LOPEZ PITA, A. (1977), 'Nuevos criterios en el dimensionamiento de vías férreas', Revista de Obras Públicas, Julio.

LOPEZ PITA, A. (1981), 'Contribución al conocimiento del mecanismo de deterioro de una vía férrea', Revista de Obras Públicas, abril, páginas 271-289.

LOPEZ PITA, A. (1983), 'La heterogeneidad resistente de una vía férrea y su incidencia en la evolución de la nivelación longitudinal: una aproximación al problema', Revista de Obras Públicas, octubre, páginas 719-735.

LOPEZ PITA, A. (1984), 'Parámetros fundamentales en el asiento de la vía: su influencia relativa', Revista AIT, Nº 56, enero- febrero.

LOPEZ PITA, A. (1984), 'Posibilidades en la reducción de los costes de mantenimiento de la calidad geométrica de una vía, mediante la introducción de nuevos criterios de diseño', XVI Congreso Hispanoamericano de Ferrocarriles, octubre.

LOPEZ PITA, A. (2001), 'La rigidez vertical de la vía y el deterioro de las líneas de alta velocidad', Revista de Obras Públicas, Nº 3.415, Pags. 7-26.

LORENTE DE NO, C., (1980), Monografía "Viga continua sobre apoyos elásticos" en el tratado de Geotecnia y Cimientos del Prof. Jiménez Salas, Tomo III, 1ª parte, capítulo 1.1.7. editorial Rueda.

LUBER, H., (1962), 'Ein Beitrag zur des elastisch gelagerten Fisenbahnoberbaues bei vertikaler Belastung'. Dissertation Technische Hochschule Munchen,

MAKOTO, I. et al, (2003), 'Prediction model of track settlement based on dynamic simulation'. International Symposium on Speed- up and Service Technology for Railway and Maglev Systems. Tokyo Japan.

MELENTIEV (1973), 'Correlación óptima de las características elásticas de los elementos de la vía'

MELIS MAYNAR, M. (2008), 'Apuntes de introducción a la dinámica vertical de la vía y señales digitales en ferrocarriles'. Impresión Gráficas Gallagor.

MELIS MAYNAR, M. (2006), 'Terraplenes y balasto en Alta Velocidad ferroviaria, segunda parte: Los trazados de Alta Velocidad en otros paises', ROP 3468, Julio-Agosto, páginas 7 a 26.

MELIS MAYNAR, M. (2012-13), 'Apuntes de clase'. Para la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid. Cátedra de Ferrocarriles.

MMF (2012), Piezoelectric Accelerometers Instruction Manual. Theorhy and application. Metra Mess- und Frequenztechnik. D- 01445 Radebeul. Meissner Str 58.

MORENO ROBLES, J. (2001), 'Reproducción, mediante ensayos a escala real, del efecto en la vía de la circulación ferroviaria a alta velocidad'. Tesis doctoral UPM.

NYQUIST, H., (1928), 'Certain topics in telegraph transmission theory', Trans. AIEE, volumen 47, abril, páginas 617-644.

OTNES, R. and ENOCHSON, L. (1978), 'Applied Time Series Analysis. Volume I. Basic Techniques'. Electromagnetic Systems Laboratories, Sunnyvafe, California.

PIGEM CAMESELLE, R. (2008). '50 años de alta velocidad en Japón'. Tesis doctoral de la Universidad Politécnica de Barcelona.

PROFILLIDIS, V. (1983), 'La voie ferree et sa fondatios. Modelisation mathematique'. L'EcoleNationale des Ponts et Chaussees. Tesis doctoral.

PRUD'HOMME, M.A., (1970),'La voie', Revue Géneráles des Chemins de Fer', nº1, Janvier.

PUEBLA, J. y GILABERTE, M., (1999), 'La vía sobre balasto y su comportamiento elástico', III Congreso Nacional de la Ingeniería Civil, Barcelona (España), pp811-817.

PUEBLA, J.; FERNANDEZ GIL, A.; GILABERTE, M., et al, (2000), 'Para altas velocidades vía con o sin balasto', Revista de Obras Públicas/Septiembre 2000/Nº 3.

QUEREDA, J. (2005), 'La vía del ferrocarril sobre elementos de hormigón'.

QUANTE, F. (2001), 'Innovative Track Systems Technical Construction'. Fraunhofer-Institute for Information and Data Processing (IITB), Karlsruhe SINTEF Research Institute Industrial Management & Trondheim TÜV Intertraffic, Colonia -Alemania.

RIBERA DUTASTE, J. E. (1914), "El directo Madrid-Valencia", ROP 1914, 62, tomo I, pp 211-213.

RIBERA DUTASTE, J. E. (1923), "El ferrocarril de Madrid a Valencia", ROP 1923, tomo I, pp 17-21

RENFE. Dirección general de Seguridad, Organización y Recursos Humanos. Dirección Corporativa de Organización y Desarrollo. Jefatura de Gabinete de Documentación y Análisis de Proyectos, (2007), 'La Normativa Comunitaria del Sector Ferroviario Europeo'.Informe Interesa.

REYES LIZCANO, F.A. (2003), 'Diseño racional de pavimentos', Bogotá, CEJA.

SAUVAGE et al. (1982), 'La trainée de roulement des vehicles de chemin de fer', Revue Générale des Chemins de Fer, Juillet- Aout, Paris.

SHANNON, CLAUDE E., (1949), 'Communication in the presence of noise', Bell System Technical Journal 28 (656-715).

SOULIÉ, C. y TRICOIRE, J. (2002), 'Le grand livre du TGV'. La vie du Rail.

TALBOT, A., (1918), 'Stresses in rail roadtrack', Progressreport on stresses in railroad track'. Transactions of the American Society of Civil Engineers.Vol. LXXXIII.

TALGO. Patentes de Talgo, S.A., Catálogo comercial.

TATSUO MAEDA, PERRE- ETIENNE GAUTIER et al, (2010), 'Noise and Vibration Mitigation for Rail Transportation Systems', 10 th International Workshop on Railway Noise, Nagahama, Japan, 18-22, October 2010.

TEIXEIRA, P.F., (2004), 'Contribución a la reducción de los costes de mantenimiento de vías de alta velocidad mediante la optimización de su rigidez vertical'. Tesis doctoral UPC.

TEIXEIRA, P.F., (2007), 'Elasticidad de la vía con y sin balasto'. Jornada de Reflexión y Debate. Vía con balasto versus Vía en placa. Criterios Técnico-económicos para una decisión. Aula Carlos Roa. Madrid, Junio 2007.

TGV (2011), 'TGV 30 ans de grande vitesse. Des savoir- faire au service d'un systeme'. Revue Générale del Chemins de Fer. Éditions Hervé Chopin.

TIJERA, A., RUIZ, R., CUÉLLAR, V., y RODRÍGUEZ, M., (2012), 'Variaciones de rigidez de vía en zonas de transición', Boletín de la Sociedad Española de mecánica del suelo e ingeniería geotécnica. Nº 170, ENERO, FEBRERO Y MARZO 2012

TIMOSHENKO, S. (1915), 'Strength of rails', transactions of the Institute of Way of Communications, San Petersburgo'.

TIMOSHENKO, S. (1953), 'Method of Analysis of Statical and dynamical stresses in rail'. The Collected Papers of Stephen P. Timshenko, Mc Graw Hill, Book Co. Pp 422- 435.

UNOLD, G., (1942), "Die durchlaufende träger und rahmen auf elastisch senkbaren stützen", Der Bauingenieur, 23 Jahrgang, Heft 3/4. and Heft 9/10.

UNOLD, G., (1925), 'Statif fur den Eisen- und Maschinenbau', Verlag Springer, Berlin.

WANMING ZHAI (2011). 'Theory and Application of Railway Vehicle-Track Coupled Dynamics'. Southwest Jiaotong University. Traction Power State Key Laboratory. Chengdu, China. Seminar on High-Speed Railways, Madrid, 23-24, February, 2011

WANMING ZHAI (2011). 'An Overview of Chinese High-Speed Trains and Track Structures'. Southwest Jiaotong University. Traction Power State Key Laboratory. Chengdu, China. Seminar on High-Speed Railways, Madrid, 23-24, February, 2011

WASIUTYNSKI, A. (1937), 'Resultats des recherches sur les déformations élastiques et le travail de la syperestructure aux chemins de fer de l'Etat Polains', Bulletin du Congres des Chemins de Fer. Avril.

WASIUTYNSKI, A. (1937), 'Recherches éxperimentales sur les déformations élastiqueset le travail de la superestructure des Chemins de Fer'. Annales de l'Academie des Sciences Techniques a Varsovie, tomeIV.

WEISSTEIN, ERIC W. (1995), 'Fourier Series'. MathWorld. Wolfram Research.

WINKLER, E (1867), 'Die Lehre von der Elasticität und Festigkeit besondere Rücksicht auf ihre Anwendung in der Technik, für Polytechnische Schulen, Bauakademien, Ingenieure, Maschinenbauer, Architecten'. Stetige Belastung, welche proportional der Abweichun  $\eta$  ist.

JOKOYAMA, A. (2011), 'Infrastructure for High Speed Lines in Japan. 2011 International Practicum on Implementig High Speed Rail in the United States. United Public Transportation Association and International Union of Railways.

XIA, H.et al (2011). 'Dynamic responses of railway bridges with running trains under cross winds'. Seminar on High-Speed Railways, Madrid, 23-24, February, 2011

XIA, H. (2011). Overview of HighOverview High--speed railway lines and bridges in Chinain China. Seminar on High-Speed Railways, Madrid, 23-24, February, 2011

#### **PAGINAS WEB Y REVISTAS DIGITALES**

[Ministerio de Fomento] [Administrador de Infraestructuras ferroviarias] [Renfe Operadora] [Talgo] [Japan Railways Group] [Japan Railway~Transport Review] [DB] [SNFC] [UIC] [Taiwan High Speed Rail] [Revista vía libre] [Revista de Obras Públicas] [Ferropedia] [Wikipedia] [Antrasa] [Flickr] Ossaint]

http:// www.fomento.es http:// www.adif.es http:// www.renfe.es http:// www.talgo.com http:// www. Japanrail.com http:// www.jrtr.net http:// www.bahn.com http:// www.sncf.com http:// www.uic.asso.fr http:// www.thsrc.com.tw http:// www.vía libre.es http:// www.ropdigital.ciccp.es http:// www. ferropedia.es http:// www.wikipedia.es http:// www.antrasa.com http:// www.flickr.com http:// www.ossaint.com

# ÍNDICE DE TABLAS

#### 2. LAS REDES FERROVIARIAS DE ALTA VELOCIDAD

Tabla 2.1. Distribución de plataforma de Líneas de Alta Velocidad en Japón	35
Tabla 2.2. Líneas de Alta Velocidad en Japón	36
Tabla 2.3. Líneas de Alta Velocidad en Francia	41
Tabla 2.4. Líneas de Alta Velocidad en Alemania	44
Tabla 2.5. Líneas de Alta Velocidad en Italia	46
Tabla 2.6. Porcentaje de estructuras en trayectos de LAV en China. Fuente: Xia H Beijing Jiatong University	-lе 50
Tabla 2.7. Líneas de Alta Velocidad en China. Fuente: Ministry of Railways of tl People`s Republic of China	ne 50
Tabla 2.8. Líneas de AV en Corea. Fuente: Kim Jae, Korea R N A, 2011	55
Tabla 2.9. Longitud de red gestionada por Adif. Fuente: Adif	59
Tabla 2.10. Longitud red según características de líneas. Fuente: M. FOM (2005)	61
Tabla 2.11. Longitud de red en función de la velocidad. Fuente: Adif	63
Tabla 2.12. Líneas de alta velocidad en España. Fuente: Adif	66
Tabla 2.13. Características del material rodante que circula por la red de alta velocida española. Elaboración propia. Datos RENFE Operadora	ad 69

#### 3. LA SUPERESTRUCTURA EN LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-VALENCIA

Tabla 3.1. Espesores balasto, distintas redes europeas. Fuente: Gilaberte, 2007......82 Tabla 3.2. Prescripciones materia prima suelas bajo traviesa. Fuente: Adif 2012 .....106 Tabla 3.3. Prescripciones materia prima suelas bajo traviesa. Fuente: Adif 2012 .....107 Tabla 3.4. Prescripciones materia prima suelas bajo traviesa. Fuente: Adif, 2012 .....107

#### 4. INSPECCIONES Y AUSCULTACIONES

Tabla 4.1. Parámetros de control, LAV Madrid- Sevilla. Fuente: A. Ladrón, 2000 116
Tabla 4.2. Relación de parámetros y longitudes de onda. Fuente: Adif, 2012118
Tabla 4.3. Valores umbrales de amplitud de defectos relativos a alineación, nivelación y ancho de vía, empleados en la LAV Madrid- Sevilla. Fuente: Gallego, 2004
Tabla 4.4. Valores de desviación estándar, para la alineación vertical y lateral de víaUIC518 OR120
Tabla 4.5. Valores límite para errores puntuales para alineación vertical y lateral en lavía. UIC518 OR
Tabla 4.6. Valores umbrales de aceleraciones que se controlan en la auscultacióndinámica. Fuente: A. Ladrón, 2000.122
5. MODELOS DINÁMICOS DEL BOGIE Y DE LA VÍA
Tabla 5.1. Características material móvil de TALGO. Fuente: Talgo, 2012

### Tabla 5.2. Frecuencia de paso por las traviesas. 142

#### 6. ESTADO DEL ARTE. ESTUDIOS DE LA ELASTICIDAD DE LA VÍA

Tabla 6.1. Valores C (kg/cm3), tiempo seco y balasto usado. Hantzschel, 1878......146

Tabla 6.2. Coeficiente de balasto conjunto de la vía. Eisenmann ,1969151
Tabla 6.3. Coeficiente de balasto conjunto de la vía. Eisenmann, 1969152
Tabla 6.4. Resultados publicados por el M.I.T. sobre el módulo de vía, 1967152
Tabla 6.5. Hundimiento relativo, Birmann158
Tabla 6.6. Valores de rigidez de elementos de vía publicados por Luber, 1962166
Tabla 6.7. Valores de rigidez de elementos de vía publicados por Birman, 1968 166
Tabla 6.8. Valores de rigidez de elementos de la vía publicados por Alias, 1971167
Tabla 6.9. Valores de rigidez de elementos de vía. Malentiev, 1973167
Tabla 6.10. Influencia de la rigidez vertical de la vía en los esfuerzos dinámicos. Fuente:López Pita et al, 2000
Tabla 6.11. Datos Ensayos ORE de Derby (1979-1983). Profillidis, 1983171
Tabla 6.12. Datos Ensayos ORE de Viena (1979-1983). Profillidis, 1983172
Tabla 6.13. Datos para el modelo de elementos finitos. Profillidis, 1983
Tabla 6.14. Valores de rigidez. Fuente: Alias, 1990175
Tabla 6.15. Valores de coeficiente de balasto. Fuente: Eisenmann y Rump, 1997175
7. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA EMPLEADA PARA LA AUSCULTACIÓN Y TOMA DE DATOS
Tabla 7.1. Acelerómetros colocados197
8. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA EMPLEADA PARA EL TRATAMIENTO Y ANÁLISIS DE LOS DATOS OBTENIDOS
Table 9.1. Tringles Lines Madrid Valencia per Cuence, Fuente: Malia, 2012, 212
Tabla 6.1. Tuneles Linea Madrid- Valencia por Cuenca. Fuente. Melis, 2013
Tabla 8.1. Tuneles Línea Madrid- Valencia por Cuenca. Fuente: Melis, 2013
Tabla 8.1. Tuneles Línea Madrid- Valencia por Cuenca. Fuente. Melis, 2013
Tabla 8.1. Tuneles Línea Madrid- Valencia por Cuenca. Fuente. Melis, 2013
Tabla 8.1. Tuneles Línea Madrid- Valencia por Cuenca. Fuente: Melis, 2013Tabla 8.2. Fechas de puesta en servicio de las líneas actuales Madrid- Valencia por Cuenca y Albacete. Fuente: Melis, 2013Tabla 8.3 Tamos de ejecución de la Línea de alta velocidad Madrid- Valencia.Tabla 8.4. Terraplenes en el trayecto Madrid- Valencia.226Tabla 8.5. Viaductos en el trayecto Madrid- Valencia.229
Tabla 8.1. Tuneles Línea Madrid- Valencia por Cuenca. Fuente. Melis, 2013Tabla 8.2. Fechas de puesta en servicio de las líneas actuales Madrid- Valencia por Cuenca y Albacete. Fuente: Melis, 2013Tabla 8.3 Tamos de ejecución de la Línea de alta velocidad Madrid- Valencia.Tabla 8.4. Terraplenes en el trayecto Madrid- Valencia.226Tabla 8.5. Viaductos en el trayecto Madrid- Valencia.229Tabla 8.6. Túneles en el trayecto Madrid- Valencia.231
Tabla 8.1. Tuneles Línea Madrid- Valencia por Cuenca. Fuente. Melis, 2013Tabla 8.2. Fechas de puesta en servicio de las líneas actuales Madrid- Valencia por Cuenca y Albacete. Fuente: Melis, 2013Tabla 8.3 Tamos de ejecución de la Línea de alta velocidad Madrid- Valencia.Tabla 8.4. Terraplenes en el trayecto Madrid- Valencia.226Tabla 8.5. Viaductos en el trayecto Madrid- Valencia.229Tabla 8.6. Túneles en el trayecto Madrid- Valencia.231Tabla 8.7. Características de la Serie 112 TALGO. Fuente: Talgo, 2011.
Tabla 8.1. Tuneles Línea Madrid- Valencia por Cuenca. Fuente: Melis, 2013Tabla 8.2. Fechas de puesta en servicio de las líneas actuales Madrid- Valencia por Cuenca y Albacete. Fuente: Melis, 2013Tabla 8.3 Tamos de ejecución de la Línea de alta velocidad Madrid- Valencia.Tabla 8.4. Terraplenes en el trayecto Madrid- Valencia.226Tabla 8.5. Viaductos en el trayecto Madrid- Valencia.229Tabla 8.6. Túneles en el trayecto Madrid- Valencia.231Tabla 8.7. Características de la Serie 112 TALGO. Fuente: Talgo, 2011.273
Tabla 8.1. Tuneles Línea Madrid- Valencia por Cuenca. Puente: Melis, 2013Tabla 8.2. Fechas de puesta en servicio de las líneas actuales Madrid- Valencia por Cuenca y Albacete. Fuente: Melis, 2013Tabla 8.3 Tamos de ejecución de la Línea de alta velocidad Madrid- Valencia.Tabla 8.4. Terraplenes en el trayecto Madrid- Valencia.Tabla 8.5. Viaductos en el trayecto Madrid- Valencia.229Tabla 8.6. Túneles en el trayecto Madrid- Valencia.231Tabla 8.7. Características de la Serie 112 TALGO. Fuente: Talgo, 2011.247Tabla 8.8. Mayoración de cargas dinámicas.273Tabla 8.9. Identificación y situación de secciones planteadas. CEDEX (2012).
Tabla 8.1. Tuneles Línea Madrid- Valencia por Cuenca. Puente. Mells, 2013Tabla 8.2. Fechas de puesta en servicio de las líneas actuales Madrid- Valencia por Cuenca y Albacete. Fuente: Melis, 2013Tabla 8.3 Tamos de ejecución de la Línea de alta velocidad Madrid- Valencia.Tabla 8.4. Terraplenes en el trayecto Madrid- Valencia.Tabla 8.5. Viaductos en el trayecto Madrid- Valencia.229Tabla 8.6. Túneles en el trayecto Madrid- Valencia.231Tabla 8.7. Características de la Serie 112 TALGO. Fuente: Talgo, 2011.247Tabla 8.8. Mayoración de cargas dinámicas.273Tabla 8.9. Identificación y situación de secciones planteadas. CEDEX (2012).286Tabla 8.10. Resultado de los ensayos estáticos realizados durante los ensayos de fatiga.Fuente: Cedex, 2012.292
Tabla 8.1. Turbies Linea Madrid- Valencia por Cuenca. Puente. Mens, 2013Tabla 8.2. Fechas de puesta en servicio de las líneas actuales Madrid- Valencia por Cuenca y Albacete. Fuente: Melis, 2013Tabla 8.3 Tamos de ejecución de la Línea de alta velocidad Madrid- Valencia.214Tabla 8.4. Terraplenes en el trayecto Madrid- Valencia.226Tabla 8.5. Viaductos en el trayecto Madrid- Valencia.229Tabla 8.6. Túneles en el trayecto Madrid- Valencia.231Tabla 8.7. Características de la Serie 112 TALGO. Fuente: Talgo, 2011.247Tabla 8.8. Mayoración de cargas dinámicas.273Tabla 8.9. Identificación y situación de secciones planteadas. CEDEX (2012).286Tabla 8.10. Resultado de los ensayos estáticos realizados durante los ensayos de fatiga.Fuente: Cedex, 2012.292Tabla 8.11. Valores representativos de rigidez de vía en KN/mm obtenidos para vía la 2 en la sección S5 a partir del paso de trenes ALVIA. Campaña mayo 2007.
Tabla 8.1. Turbles Linea Madrid- Valencia por Cuenca. Fuente. Mens, 2013Tabla 8.2. Fechas de puesta en servicio de las líneas actuales Madrid- Valencia por Cuenca y Albacete. Fuente: Melis, 2013Tabla 8.3 Tamos de ejecución de la Línea de alta velocidad Madrid- Valencia.Tabla 8.4. Terraplenes en el trayecto Madrid- Valencia.Tabla 8.5. Viaductos en el trayecto Madrid- Valencia.229Tabla 8.6. Túneles en el trayecto Madrid- Valencia.221Tabla 8.7. Características de la Serie 112 TALGO. Fuente: Talgo, 2011.223Tabla 8.8. Mayoración de cargas dinámicas.273Tabla 8.10. Resultado de los ensayos estáticos realizados durante los ensayos de fatiga.Fuente: Cedex, 2012.292Tabla 8.11. Valores representativos de rigidez de vía en KN/mm obtenidos para vía la 2 en la sección S5 a partir del paso de trenes ALVIA. Campaña mayo 2007.298
Tabla 8.1. Tuheles Linea Madrid- Valencia por Cuenca Puente. Melis, 2013Tabla 8.2. Fechas de puesta en servicio de las líneas actuales Madrid- Valencia por Cuenca y Albacete. Fuente: Melis, 2013Tabla 8.3 Tamos de ejecución de la Línea de alta velocidad Madrid- Valencia.Tabla 8.4. Terraplenes en el trayecto Madrid- Valencia.Tabla 8.5. Viaductos en el trayecto Madrid- Valencia.229Tabla 8.6. Túneles en el trayecto Madrid- Valencia.229Tabla 8.7. Características de la Serie 112 TALGO. Fuente: Talgo, 2011.247Tabla 8.8. Mayoración de cargas dinámicas.273Tabla 8.9. Identificación y situación de secciones planteadas. CEDEX (2012).286Tabla 8.10. Resultado de los ensayos estáticos realizados durante los ensayos de fatiga.Fuente: Cedex, 2012.292Tabla 8.11. Valores representativos de rigidez de vía en KN/mm obtenidos para vía la 2 en la sección S5 a partir del paso de trenes ALVIA. Campaña mayo 2007.298Tabla 8.13. Relación Fuerza aplicada y deformación.299
Tabla 8.1. Turineles Linea Madrid- Valencia por Cuenca. Fuente: Mells, 2013213Tabla 8.2. Fechas de puesta en servicio de las líneas actuales Madrid- Valencia por Cuenca y Albacete. Fuente: Melis, 2013
Tabla 8.1. Turineles Linea Madrid- Valencia por Cuenca. Puente: Niens, 2013Tabla 8.2. Fechas de puesta en servicio de las líneas actuales Madrid- Valencia por Cuenca y Albacete. Fuente: Melis, 2013Tabla 8.3 Tamos de ejecución de la Línea de alta velocidad Madrid- Valencia.Tabla 8.3 Tamos de ejecución de la Línea de alta velocidad Madrid- Valencia.Tabla 8.4. Terraplenes en el trayecto Madrid- Valencia.226Tabla 8.5. Viaductos en el trayecto Madrid- Valencia.229Tabla 8.6. Túneles en el trayecto Madrid- Valencia.231Tabla 8.7. Características de la Serie 112 TALGO. Fuente: Talgo, 2011.247Tabla 8.8. Mayoración de cargas dinámicas.273Tabla 8.9. Identificación y situación de secciones planteadas. CEDEX (2012).286Tabla 8.10. Resultado de los ensayos estáticos realizados durante los ensayos de fatiga.Fuente: Cedex, 2012.292Tabla 8.11. Valores representativos de rigidez de vía en KN/mm obtenidos para vía la 2en la sección S5 a partir del paso de trenes ALVIA. Campaña mayo 2007.298Tabla 8.13. Relación Fuerza aplicada y deformación.299Tabla 8.14. Rigidez dinámica sujeción DFF-T. Fuente: INECO, 2013.303Tabla 8.15. Rigidez estática del balasto, cargas cíclicas. Quereda, 2013.
Tabla 8.1. Turineles Linea Madrid- Valencia por Cuenca. Puente: Nens, 2013Tabla 8.2. Fechas de puesta en servicio de las líneas actuales Madrid- Valencia por Cuenca y Albacete. Fuente: Melis, 2013Tabla 8.3 Tamos de ejecución de la Línea de alta velocidad Madrid- Valencia.Tabla 8.4. Terraplenes en el trayecto Madrid- Valencia.Tabla 8.5. Viaductos en el trayecto Madrid- Valencia.Tabla 8.6. Túneles en el trayecto Madrid- Valencia.Tabla 8.7. Características de la Serie 112 TALGO. Fuente: Talgo, 2011.Tabla 8.8. Mayoración de cargas dinámicas.273Tabla 8.9. Identificación y situación de secciones planteadas. CEDEX (2012).286Tabla 8.10. Resultado de los ensayos estáticos realizados durante los ensayos de fatiga.Fuente: Cedex, 2012292Tabla 8.11. Valores representativos de rigidez de vía en KN/mm obtenidos para vía la 2 en la sección S5 a partir del paso de trenes ALVIA. Campaña mayo 2007.292Tabla 8.12. Relación Fuerza aplicada y deformación.298Tabla 8.14. Rigidez dinámica sujeción DFF-T. Fuente: INECO, 2013.303Tabla 8.15. Rigidez estática del balasto, cargas cíclicas. Quereda, 2013.304Tabla 8.16. Rigidez dinámica del balasto, a cargas cíclicas. Quereda, 2013.

#### **10. ANÁLISIS DE RESULTADOS**

Tabla 10.1. Rigidez global de la vía en función de la masa de vibración	527
Tabla 10.2. Estimación de cargas dinámicas	529
Tabla 10.3. Nuevos parámetros con los coeficientes de mayoración dinámicos	529
Tabla 10.4. Rigidez global de la vía en distintos tramos de las LAV españolas	529
Tabla 10.5. Valores de rigidez dinámica de placas de asiento, distintos autores	532
Tabla 10.6. Valores de rigidez dinámica de balasto para distintos autores	532
Tabla 10.7. Valores de rigidez para el resto de la plataforma (caso 1)	533
Tabla 10.8. Valores de rigidez para el resto de la plataforma (caso 2)	533
Tabla 10.9. Valores de rigidez para el resto de la plataforma (caso 3)	534
Tabla10.10. Condiciones estáticas Sistema AFTRAV.	537
Tabla 10.11. Relación entre la Rigidez con carril y la masa de vibración	537
Tabla 10.12. Asientos para una carga de rueda 83.33 KN	538
Tabla 10.13. Asientos para una carga de rueda 91.30 KN	538
Tabla 10.14. Asientos para una carga de rueda 99.60 KN	539
Tabla 10.15. Rigidez sin carril para una carga de rueda 83.33 KN	540
Tabla 10.16. Rigidez sin carril para una carga de rueda 91.30 KN	540
Tabla 10.17. Rigidez sin carril para una carga de rueda 99.60 KN	540
Tabla 10.18. Relación entre la rigidez con carril y la masa de vibración	545
Tabla 10.19. Asientos para una carga de rueda 83.33 KN	547
Tabla 10.20. Asientos para una carga de rueda 91.30 KN	547
Tabla 10.21. Asientos para una carga de rueda 99.60 KN	547
Tabla 10.22. Rigidez sin carril para una carga de rueda 83.33 KN	549
Tabla 10.23. Rigidez sin carril para una carga de rueda 91.30 KN	549
Tabla 10.24. Rigidez sin carril para una carga de rueda 99.60 KN	550
Tabla 10.25. Relación entre la rigidez con carril y la masa de vibración	554
Tabla 10.26. Asientos para una carga de rueda 83.33 KN	555
Tabla 10.27. Asientos para una carga de rueda 91.30 KN	555
Tabla 10.28. Asientos para una carga de rueda 99.60 KN	555
Tabla 10.29. Rigidez sin carril para una carga de rueda 83.33 KN	556
Tabla 10.30. Rigidez sin carril para una carga de rueda 91.30 KN	556
Tabla 10.31. Rigidez sin carril para una carga de rueda 99.60 KN	556
11. CONCLUSIONES Y FUTURAS INVESTIGACIONES	
Tabla 11.1. Resultados frecuencias terraplenes	577
Tabla 11.2. Resultados frecuencias túneles	578
Tabla 11.3. Resultados frecuencias viaductos	578
Tabla 11.4. Rigidez global con carril en cada tipo de superestructura	579
Tabla 11.5. Estimación de cargas dinámicas	586

# ÍNDICE DE FIGURAS

#### 1. INTRODUCCIÓN

Figura 1.1. Mapa de Corredores Europeos Ferroviarios15
Figura 1.2. Caja de grasa instrumentada19
Figura 1.3. Traviesa monobloque UIC60. Fuente: NRV313122
2. LAS REDES FERROVIARIAS DE ALTA VELOCIDAD
Figura 2.1. Plan estratégico de Infraestructura y Transporte, año 200524
Figura 2.2. Plan estratégico de Infraestructuras y Transporte, horizonte 202024
Figura 2.3. Desarrollo de kilómetros de líneas de LAV en el mundo (UIC 2010)31
Figura 2.4. Evolución del tráfico mundial de pasajeros de AV (UIC 2010)32
Figura 2.5. Mapa de la red ferroviaria de AV en Japón. Año 2010. Fuente: JR33
Figura 2.6. Comparativa de costes de mantenimiento (Millones de Yenes/km/mes) de vía en balasto y vía en placa de la línea Sanyo Shinkansen entre 1975 y 1998
Figura 2.7. Evolución de los costes de construcción y mantenimiento de la vía en balasto y la vía en placa. Fuente: Atsushi Yokohama JR34
Figura 2.8. Vía en placa en la estación de Utsunomiya, Tohoku Shinkansen
Figura 2.9. Imagen del estado de la vía tras el record de velocidad de 1955. Foto tomada del libro "Le grand livre du TGV"
Figura 2.10. Locomotora CC-7107 Alstom que batió record de velocidad en 1955 38
Figura 2.11. Diagrama de velocidad, récord de velocidad abril 2007. Fuente: SNCF38
Figura 2.12. TGV durante el récord de velocidad de 574,8 km/ en abril de 2007. Fuente: SNCF
Figura 2.13. Evolución de la velocidad máxima ferroviaria. Fuente: UIC Informe sobre Alta Velocidad Sep 2009
Figura 2.14. Perfiles longitudinales de la antigua y de la nueva LAV, Paris- Lyon 40
Figura 2.15. Trazado en planta de la antigua y de la nueva LAV, Paris-Lyon41
Figura 2.16. Esquema de la red de Alta velocidad francesa 201242
Figura 2.17. Suma anual de operaciones de nivelación en el TGV Sud Est. Fuente: Le Bihan, 199543
Figura 2.18. Esquema de la red ferroviaria alemana. Fuente: DB, año 201243
Figura 2.19. Tren ICE 3 (máxima velocidad 320 km/h)45
Figura 2.20. Futuro desarrollo de la red de AV en China en 2020. Conexión de las capitales de provincia y principales ciudades a menos de 8 horas de viaje
Figura 2.21. Montaje de un tablero de un viaducto de la red de alta velocidad en China. Imagen tomada de la presentación "Overview of High-speed railway lines and bridges in China" Xia He. Beijing Jiaotong University
Figura 2.22. Montaje de las vigas de un viaducto de la red de alta velocidad en China. Imagen tomada de la presentación "Overview of High-speed railway lines and bridges in China" Xia He. Beijing Jiaotong University
Figura 2.23. Planificación de las líneas de alta velocidad en China para 202049
Figura 2.24. Vista del Shanghai-Hangzhou, 87% de la línea discurre en viaducto49

Figura 2.25. Maglev Transrapid de Shangai57	1
Figura 2.26. Esquema de bobinas del tren de levitación magnética57	1
Figura 2.27. Sistemas de levitación (b), de guiado (c) y de propulsión (d)52	2
Figura 2.28. Mapa de la alta velocidad en Taiwán. Tomado de la presentación "Lessons learnt from the world's first private high speed rail-Taiwan High Speed Rail. T.C Kao"	3 2
Figura 2.29. Tren de AV de Taiwán. Foto tomada de la presentación "Lessons learn from the world's first private high speed rail-Taiwan High Speed Rail. T.C. Kao"52	t 2
Figura 2.30. Mapa de la red ferroviaria de Corea. Año 201253	3
Figura 2.31. Tramo sustitución vía en balasto por vía en placa. Melis, 201053	3
Figura 2.32. Estación de Daegon. Fuente: Melis, 201054	1
Figura 2.33. Estación de Seúl. Fuente: Melis, 201054	1
Figura 2.34. Comparativa de costes de inversión y mantenimiento para vía con balasto y vía en placa. Fuente: Kim In Jae, Korea Rail Network Authority, 2011	) 5
Figura 2.35. Vista de Acela Express de amtrak por el Corredor Noroeste	3
Figura 2.36. Corredores planificados en "High Speed Intercity Passenger Rail (HSIPR Program" a Junio de 2009. Fuente: Federal Railroad Administration57	) 7
Figura 2.37. Mapa de la red ferroviaria española60	)
Figura 2.38. Perfil longitudinal Estocolmo- Madrid. Melis, apuntes de clase 201267	1
Figura 2.39. Líneas de alta velocidad. Fuente: Adif63	3
Figura 2.40. Perfil de la Línea de Alta Velocidad de Sevilla y velocidades máximas Fuente: Ferropedia, 2006	1
Figura 2.41. Gráfico de las velocidades medidas a bordo del tren AVE Madrid-Barcelona en julio de 2008. Fuente: Melis,2008	я 5
Figura 2.42. Mapa de la red ferroviaria de Alta Velocidad en España. Año 201366	3
3. LA SUPERESTRUCTURA EN LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID VALENCIA	-
Figura 3.1. Sección en balasto. Fuente: IGP Adif 20117	1
Figura 3.2. Sección tipo en balasto. Fuente: M. Melis, apuntes de clase, 201273	3
Figura 3.3. Vía sobre balasto. Fuente: M. Melis, apuntes de clase, 201274	1
Figura 3.4. Guiado ruedas. Fuente: M. Melis, Presidencia Metro de Madrid, 199974	1
Figura 3.5. Tipos de carril. Fuente: M. Melis, apuntes de clase, 201275	5
Figura 3.6. Fabricación de carriles. Fuente: Ricardo Insa, apuntes de clase, 201275	5
Figura 3.7. Partes de un carril. Fuente: M. Melis, apuntes de clase, 201275	5
Figura 3. 8. Acopio de traviesas76	3
Figura 3. 9. Traviesa AI04 (Vista planta superior). Fuente: Adif	3
Figura 3. 10. Traviesa AI04 (Vista alzado). Fuente: Adif76	3
Figura 3. 11. Suministro de traviesas AI-04 a obra77	7
Figura 3. 12. Partes de una sujeción IOARV- 300. Fuente: Vossloh	3
Figura 3. 13. Sujeción vía sobre balasto78	3
Figura 3. 14. Placa acodada A- 279	9

Figura 3. 15. Conjunto de vaina y tirafondo AV1.	79
Figura 3. 16. Clip elástico SKL1	79
Figura 3. 17. Placa de asiento 100 KN/mm	80
Figura 3. 18. Balasto	80
Figura 3. 19. Mapa de canteras homologadas por Adif. Fuente: Adif	81
Figura 3. 20. Huso granulométrico del balasto. Fuente: Melis, apuntes 2012	82
Figura 3. 21. Ensayo desgaste de los Ángeles. Fuente: Melis, 1992	83
Figura 3. 22. Estación de Rheda. Fuente: M. Melis, apuntes de clase 2012	84
Figura 3. 23. Túnel de Guadarrama.Rheda 2000.Melis, apuntes de clase 2012	85
Figura 3. 24. Traviesa B355.3 PR U 60M (ancho polivalente). Fuente: Adif, 2012	86
Figura 3. 25. Otros sistemas de traviesas Rheda 2000. Fuente: Adif, 2012	87
Figura 3. 26. Sujeción IOARV 300-1. Fuente: Vossloh	88
Figura 3. 27. Sujeción IOARV 300-1. Fuente: Adif, 2012	89
Figura 3. 28. Croquis sujeción IOARV 300-1. Fuente: Adif, 2012	89
Figura 3. 29. Sistema Rheda 2000. Fuente: Railtech, 2012	90
Figura 3. 30. Sección tipo en túnel con peralte. Fuente: Adif, 2012	90
Figura 3. 31 Sección tipo en túnel sin peralte. Fuente: Adif, 2012	91
Figura 3. 32. Sección tipo viaducto (< 25m) sin peralte sin SBH. Fte. Adif, 2012	91
Figura 3. 33. Sección tipo viaducto (< 25m) con peralte sin SBH. Fte Adif, 2012	91
Figura 3. 34. Sección tipo viaducto (> 25m) sin peralte. Fuente: Adif, 2012	92
Figura 3. 35. Sección tipo viaducto (< 25m) sin peralte con SBH. Fte Adif, 2012	92
Figura 3. 36. Sección tipo viaducto (< 25m) con peralte con SBH. Fte Adif, 2012	92
Figura 3. 37. Sección tipo en viaducto (>25m) con peralte. Fuente: Adif, 2012	93
Figura 3. 38. Esquema Sistema Rheda. Fuente: M. Melis, apuntes de clase 2012	94
Figura 3. 39. Montaje de vía en placa. Fuente: Adif 2012	.100
Figura 3. 40. Sistema placas prefabricadas de AFTRAV. Fuente: Albajar,2012	.101
Figura 3. 41. Componentes de Sistema AFTRAV. Fuente: Luis Albajar, 2012	.102
Figura 3. 42. Composición de Sistema AFTRAV. Fuente: Luis Albajar, 2012	102
Figura 3. 43. Placas prefabricadas en obra. Fuente: Luis Albajar, 2012	.103
Figura 3. 44. Sistema de AFTRAV montado en obra. Fuente: Luis Albajar, 2012	.103
Figura 3. 45 Puesta en obra Sistema AFTRAV. Fuente: Luis Albajar, 2012	.104
Figura 3. 46. Puesta en obra Sistema AFTRAV. Fuente: Luis Albajar, 2012	.104
Figura 3. 47. Puesta en obra Sistema AFTRAV. Fuente: Luis Albajar, 2012	105
Figura 3. 48. Regulación del sistema AFTRAV (clip Pandrol). Albajar, 2012	105
Figura 3.49. Disposición de las suelas bajo traviesa. Fuente: Adif, 2012	.106
Figura 3.50. Localización de las suelas bajo traviesa. Fuente: Adif, 2012	.107
Figura 3.51. Asientos para las distintas suelas bajo traviesa	.108
Figura 3.52. Rigidez sin carril para las distintas suelas bajo traviesa	.108
Figura 3.53. Colocación de falsas traviesas. Fuente: Quereda 2012	.109

Figura 3.54. Colocación falsas traviesas. Alineación y nivelación. Quereda 2012	.109
Figura 3.55. Sujeción DFF. Fuente: Railtech	.110
Figura 3.56. Resistencia al deslizamiento	.110
Figura 3.57. Placa metálica de apoyo del carril. Fuente: Railtech	.110
Figura 3.58. Clip DSA. Fuente: Railtech	.111
Figura 3.59. Topes aislantes. Fuente: Railtech	.111
Figura 3.60. Suelas amortiguadora y de nivelación. Fuente: Railtech	.111
Figura 3.61. Hormigonado de la losa. Fuente: Quereda 2012	.112
Figura 3.62. Remates y protección de curado. Fuente: Quereda 2012	.112
4. INSPECCIONES Y AUSCULTACIONES	
Figura 4.1. Desgaste de carril	.115
Figura 4. 2. Ancho de vía	.115
Figura 4. 3. Giróscopo sobre eje montado	.117
Figura 4. 4. Sensores acelerométricos en rama EUROMED.	.122
5. MODELOS DINÁMICOS DEL BOGIE Y DE LA VÍA	
Figura 5.1. Modelo simplificado de un vehículo ferroviario. Fuente: Melis, 2011	.123
Figura 5.2. Modelo de una masa. Fuente: Melis, 2008	.124
Figura 5.3 Vibraciones amortiguadas	.126
Figura 5.4. Modelo de dos masas. Fuente: Melis, 2008	.128
Figura 5.5. Modelo de tres masas. Fuente: Melis, 2008	.129
Figura 5.6. Rigidez vertical global con carril	.133
Figura 5.7. Frecuencia propia del eje montado	.134
Figura 5.8. Esquema modelo de tres masas. Fuente: Melis, 2011	.135
Figura 5.9. Suspensiones TALGO Serie 112	.137
Figura 5.10. Modelo de una masa. Fuente: Melis, 2008	.138
Figura 5.11. Fenómeno de las pulsaciones o golpeteo	.139
Figura 5.12. Vibraciones de la masa no suspendida con traviesas 0,60 metros	.141
Figura 5.13. Frecuencias propias, masa no suspendida con traviesas cada 0,60 m.	141
Figura 5.14. Vibraciones del eje montado a 110 km/h	.142
Figura 5.15. FFT del eje montado a 110 km/h	.143
6. ESTADO DEL ARTE. ESTUDIOS DE LA ELASTICIDAD DE LA VÍA	
Figura 6.1. Coeficiente de balasto (C)	.147
Figura 6.2. Esquema para la aplicación método Zimmermann- Timoshenko	.149
Figura 6.3. Esquema para la aplicación método Zimmermann- Timoshenko	.150
Figura 6.4. Esquema para el cálculo del ancho ficticio, Eisenmann	.151
Figura 6.5. Distribución de presiones bajo traviesas según Talbot, 1918	.153
Figura 6.6. Distribución de presiones bajo traviesas según Talbot, 1918	.154
Figura 6.7. Esquema para cálculo ancho equivalente, según Timoshenko, 1915	.154

Figura 6.8. Esquema para el cálculo de la superficie equivalente según Saller ,1932 y Hanker,1935
Figura 6.9. Criterios europeos y americanos para distribución de tensiones. Fuente: López Pita, 1976
Figura 6.10. Rigidez del apoyo157
Figura 6.11 Esquema del modelo de Burmister. Fuente: Reyes Lizcano, 2003160
Figura 6.12. Asiento de un sistema bicapa, Odemark, 1949
Figura 6.13. Gráfico de Ueshita y Meyerhof162
Figura 6.14. Coeficiente Bz según Whitman y Richard163
Figura 6.15. Hipótesis de Deharme163
Figura 6.16. Hipótesis de Byers
Figura 6.17. Ensayos en los laboratorios de Delft164
Figura 6.18. Tensión vertical en la plataforma, según comité D-71 del ORE164
Figura 6.19 Distribución de presiones bajo traviesas según Schramm, 1950165
Figura 6.20. Hipótesis de distribución de tensiones según Clarke, 1957 165
Figura 6.21. Distribución de cargas según Clarke, 1957
Figura 6.22. Esquema simplificado para la distribución de presiones en la capa de balasto, López Pita, 1976
Figura 6.23. Relación módulo de vía/ Potencia disipada en la vía. Fuente: Sauvage y Fortin, 1982
Figura 6.24. Valor óptimo de rigidez vertical. Fuente: López Pita171
Figura 6.25. Modelo actual cálculo de vía, elementos finitos. Fte. Melis, 2012172
Figura 6.26. Relación entre la rigidez vertical del carril y el esfuerzo máximo de la rueda, Question D- 117 ORE, 1983
Figura 6.27. Rigidez vertical de la vía con carril. Question D- 117 ORE, 1983 173
Figura 6.28. Esfuerzos estáticos de la traviesa y de la superficie de la plataforma. Question D- 117 ORE, 1983
Figura 6.29. Esfuerzos estáticos del carril y traviesa. Question D- 117 ORE, 1983174
Figura 6.30. Máxima variación de la rigidez. Fuente: Teixeira, 2004176
7.DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA EMPLEADA PARA LA AUSCULTACIÓN Y TOMA DE DATOS
Figura 7.1. Rodal de Talgo177
Figura 7.2. Coche tren Talgo Serie 112178
Figura 7.3. Talgo Serie I. Fuente: Talgo
Figura 7.4. Talgo serie II. Fuente: Talgo
Figura 7.5. Talgo serie III. Fuente: Talgo
Figura 7.6. Talgo serie III. Record de velocidad. Fuente: Talgo
Figura 7.7. Talgo pendular. Fuente: Talgo180
Figura 7.8. Sistema de pendulación natural. Fuente: Talgo
Figura 7.9. Sistema de cambio de ancho. Fuente: Talgo182
Figura 7.10. Mapa de anchos de vía. Fuente: Talgo183

Figura 7.11. Sistemas de ejes. Fuente: Talgo	183
Figura 7.12. Talgo 350. Fuente: Talgo	184
Figura 7.13. Serie 112. Fuente: Talgo	185
Figura 7.14. Eje de rodadura. Fuente: Talgo	186
Figura 7.15. Bastidor. Fuente: Talgo	186
Figura 7.16. Bastidor Talgo	186
Figura 7.17. Suspensiones. Fuente: Talgo	187
Figura 7.18. Suspensión primaria. Fuente: Talgo	187
Figura 7.19. Detalle de suspensión primaria. Fuente: Talgo	188
Figura 7.20. Detalle de suspensión primaria. Fuente: Talgo	188
Figura 7.21. Suspensión secundaria. Fuente: Talgo	189
Figura 7.22. Suspensión secundaria. Fuente: Talgo	189
Figura 7.23. Rodal instrumentado	190
Figura 7.24. Principales componentes de acelerómetro piezoeléctrico. Fte MMF	192
Figura 7. 25. Principios básicos de acelerómetro piezoeléctrico. Fuente: MMF	193
Figura 7. 26. Curva de respuesta de frecuencia. Fuente: MMF	194
Figura 7. 27. Acelerómetro piezoeléctrico	195
Figura 7. 28. Sensor piezoeléctrico	196
Figura 7. 29. Montaje aparatos de medida	197
Figura 7. 30. Montaje aparatos de medida	197
Figura 7. 31. Montaje aparatos de medida	198
Figura 7. 32. Montaje aparatos de medida	198
Figura 7. 33. Colocación de la instrumentación	198
Figura 7. 34. Colocación de la instrumentación	198
Figura 7. 35. GPS QstarZ	199
Figura 7. 36. Sistema de conexionado	199
8.DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA EMPLEADA PARA EL TRATAMIEN ANÁLISIS DE LOS DATOS OBTENIDOS	ΙΤΟ Υ
Figura 8.1. Esquemas de las vías Madrid-Valencia por la Red Convencional en nuevo trazado en rojo. Fuente: Melis, 2013	azul y 212
Figura 8.2. Perfil longitudinal Madrid- Valencia por Albacete. Fuente: Melis, 2013.	212
Figura 8.3. Perfil longitudinal Aranjuez-Cuenca-Utiel-Valencia. Melis, 2013	212
Figura 8.4. de la línea de Alta Velocidad Madrid- Castilla de Mancha- Comu Valenciana- Región de Murcia. Fuente: Ministerio de Fomento, 2012	ınidad 215
Figura 8.5. Perfil longitudinal de la nueva línea AVE Madrid-Valencia entre Cue Valencia. Fuente: Melis, 2013	nca y 215
Figura 8. 6. Tramo en estudio. Fuente: Google Earth	218
Figura 8. 7. Tramo en estudio, planta y alzado. Fuente: Google Earth	219
Figura 8. 8. Viaducto sobre el Embalse de Contreras. Fuente: Adif, 2012	227
Figura 8.9. Viaducto del Istmo. Fuente: Adif, 2012	227

Figura 8.10. Zona de transición entre los túneles de Buñol y Cabrera	.230
Figura 8.11. Túnel de Buñol	.230
Figura 8.12. Tramo Madrid- Cuenca- Valencia/Alicante	.232
Figura 8.13. Viaducto sobre el río Turia. Alzado. Fuente: Adif, 2012	.235
Figura 8.14. Viaducto sobre el río Turia. Sección tipo. Fuente: Adif, 2012	.235
Figura 8.15. Viaducto sobre el Turia. Durante construcción. Fuente: Adif, 2012	.236
Figura 8.16. Viaducto sobre el río Turia. Fuente: Adif, 2012	.236
Figura 8.17. Montaje de vía en túnel de Horcajada. Fuente: Albajar, 2012	.237
Figura 8.18. Túnel de la Cabrera. Fuente: Adif, 2012	.237
Figura 8.19. Exterior Túnel de la Cabrera. Fuente: Adif, 2012	.238
Figura 8.20. Tuneladora de la Cabrera. Fuente: Adif, 2012	.238
Figura 8.21. Ejecución túnel de la Cabrera. Fuente: Adif, 2012	.239
Figura 8.22. Interior del túnel de Buñol	.239
Figura 8.23. Ejecución del túnel de Buñol. Fuente: Flickr, 2012	.240
Figura 8.24. Exterior del túnel de Buñol	.240
Figura 8.25. Ejecución túnel de Cabreja. Fuente: Adif, 2012	.240
Figura 8.26. Ejecución túnel de la Cabreja. Fuente: Adif, 2012	.241
Figura 8.27. Ejecución túnel del Bosque. Fuente: Ossaint 2012	.241
Figura 8.28. Vista general túnel Hoya de la Roda. Fuente: Adif, 2012	.242
Fuente: 8.29. Túnel Umbría de los Molinos. Fuente: Adif, 2012	.243
Figura 8. 30. Túnel de Torrent. Fuente: Flickr, 2012	.244
Figura 8.31. Traviesas	.245
Figura 8.32. Frecuencias de paso por las traviesas (0,60m)	246
Figura 8.33. Frecuencias de paso por las traviesas (0,65m)	.247
Figura 8.34. Serie 102 TALGO. Fuente: Talgo, 2012	.248
Figura 8.35. Frecuencia propia del eje	.248
Figura 8.36. Frecuencias debidas a ovalización de las ruedas	.249
Figura 8.37 Imagen de desgaste ondulatorio. Fuente: Melis, 2008	.249
Figura 8.38. Frecuencias debidas a desgaste ondulatorio.	.250
Figura 8.39. Gráfico de función seno (z_1)	.252
Figura 8.40. Gráfico suma de funciones seno sin ruido	.253
Figura 8.41. Gráfico suma de funciones seno con ruido	.254
Figura 8.42. Periodograma del perfil longitudinal. Sin ruido.	.254
Figura 8.43. Periodograma del perfil longitudinal. Con ruido	.255
Figura 8.44. Jean- Baptiste Joseph Fourier	.255
Figura 8.45. Representación gráfica de una señal discreta en el tiempo	.258
Figura 8.46. Representación gráfica de muestreo de una señal.	.258
Figura 8.47. Gráfico de la mariposa. Puy Huarte, 2012	.260
Figura 8.48. Gráfico de FFt de la señal original	.260

Figura 8.49. Muestreo de una señal digital. Fuente: Fraile Mora	261
Figura 8.50. Fenómeno de aliasing. Fuente: wikipedia	262
Figura 8.51. Fenómeno de aliasing- Espectro real. Fuente: Puy Huarte, 2012	262
Figura 8.52. Coeficientes mayoración de la carga dinámica Winkler y Diessen, 1 1936	915 y 264
Figura 8.53. Coeficientes de mayoración de la carga dinámica según la ORE	265
Figura 8.54. Coeficiente mayoración de carga dinámica según Schramm, 1950	265
Figura 8.55. Oscilaciones dinámicas carga por rueda. Fuente: Eisenmann, 1970.	266
Figura 8.56. Fuerza centrífuga no compensada en curvas. Fuente: Melis, 2011	267
Figura 8.57. Coeficientes mayoración carga dinámica, Schramm y Eisenmann	268
Figura 8.58. Modelo de cálculo vía- vehículo planteado por Prud'homme, 1970	268
Figura 8.59. Descomposición modelo cálculo vía- vehículo, Prud'homme, 1970	269
Figura 8.60. Comparación de las expresiones de Eisenmann y Prud'Homme pa esfuerzos verticales dinámicos. Fuente: A. López Pita 2002	ıra los 270
Figura 8.61. Sobrecargas dinámicas sobre la vía. Fuente: Adif, 2012	271
Figura 8.62. Bandas de cortante en el alma del carril. Fuente: Cedex 2012	272
Figura 8.63. Coeficientes de impacto frente a las cargas nominales entre 15 226KN. Fuente: Cedex, 2012	0Kn y 272
Figura 8.64. Fuerzas de impacto verticales. Fuente: Anderson 2004	274
Figura 8.65. Interacción vía- vehículo. Fuente: Anderson 2004	275
Figura 8.66. Variación de elasticidad vertical de la vía. Fuente: Anderson 2004	275
Figura 8.67. Frecuencia propia sistema rueda- carril. Fuente: López Plta 2002	276
Figura 8.68. Incidencia de los diferentes parámetros en las cargas máximas transn al carril. Fuente: Texeira, 2004	nitidas 277
Figura 8.70. Evolución de las sobrecargas dinámicas con la velocidad, Fuente: Te 2004.	exeira, 277
Figura 8.71. Esquema transmisión de carga. Fuente: Melis, apuntes 2012	279
Figura 8.73. Rueda dentro de un vano de un carril. Fuente: Melis, 2008	282
Figura 8.74. Rueda sobre una traviesa. Fuente: Melis, 2012	283
Figura 8.75. Vista superior cajón de ensayos del CEDEX. Fuente: Cedex, 2012	288
Figura 8.76: Detalle sección tipo con subbalasto granular. Fuente: Adif, 2012	289
Figura 8.77. Detalle sección tipo con subbalasto granular. Fuente: Adif, 2012	289
Figura 8.78. Ejecución del tramo de ensayo	290
Figura 8.79 Tramo de Obra	290
Figura 8.80. Instrumentación utilizada	291
Figura 8.81. Cajón de ensayos del CEDEX. Fuente: Cedex, 2012	293
Figura 8.82. Laboratorio de materiales ETSICCP	295
Figura 8.83. Placa de asiento Rheda. Rigidez 22,5 KN/mm	295
Figura 8.84. Placa de asiento Rheda. Rigidez 450,0 KN/mm	295
Figura 8.85. Dispositivo de carga	296

Figura 8.86. Disposición del ensayo para las placas de asiento de carril	296
Figura 8.87. Proceso de medida	297
Figura 8.88. Detalle de extensómetros.	297
Figura 8.89 Ciclos de carga y descarga	297
Figura 8.90. Relación Fuerza aplicada y deformación (v1)	298
Figura 8.91. Relación Fuerza aplicada y deformación (v2)	298
Figura 8.92. Evolución de la rigidez dinámica. Fuente: Carrascal (2005)	300
Figura 8.93. Sensores colocados medición de asientos. Fuente: Albajar (2012)	301
Figura 8.94. Desplazamientos de sensor uno. Fuente: Albajar, 2012	301
Figura 8.95. Desplazamientos de sensor dos. Fuente: Albajar, 2012	302
Figura 8.96. Desplazamiento total. Fuente: Albajar, 2012	302
Figura 8.97. Rigidez estática balasto sometido a cargas cíclicas. Quereda, 2013	304
Figura 8.98. Rigidez dinámica balasto sometido a cargas cíclicas. Quereda, 2013	305
Figura 8.99. Deflexiones totales máximas	306
Figura 8.100. Pantalla del panel frontal de LabView	307
Figura 8.101. Pantalla del diagrama de bloques de LabView	307
Figura 8.102. Librería de funciones en LabView	308
Figura 8.103. Paleta de herramientas de LabView	308
Figura 8.104. Paleta de controles	308
Figura 8.105. Panel frontal 1. Señal recibida	309
Figura 8.106. Componentes panel frontal 1	309
Figura 8.107. Panel frontal 2. Análisis FFT	310
Figura 8.108. Componentes panel frontal 2. Análisis FFT	310
Figura 8.109. Transformada Haar	314
Figura 8.110. Wavelet Daubechies	314
Figura 8.111. Wavelet Morlet	315
Figura 8.112. Wavelet Mexican Hat	315
Figura 8.113. Wavelet Meyer	315
Figura 8.114. Panel frontal 1. Señal recibida	316
Figura 8.115. Componentes panel frontal 1	316
Figura 8.116. Panel frontal 2. Función Wavelet	317
Figura 8.117. Componentes panel frontal 2. Función Wavelet	317
Figura 8.118. Tipos de función Wavelet	318
Figura 8.119. Panel frontal 3. Componentes.	318
Figura 8.120. Componentes panel frontal 3. Coeficientes.	319
Figura 8.121. Periodograma señal original	320
Figura 8.122. Periodograma parte superior filtrada.	320
Figura 8.123. Periodograma parte inferior filtrada.	321
Figura 8.124. Señal original y filtrada	323

# **10. ANÁLISIS DE RESULTADOS**

Figura 10.1. Variación rigidez y frecuencia en terraplenes, años 2011 y 2012	524
Figura 10.2. Aceleraciones verticales en caja de grasa. Campaña año 2011	525
Figura 10.3. Aceleraciones verticales en caja de grasa. Campaña año 2012	525
Figura 10.4. Frecuencia propia del sistema masa- carril. López Pita, 2006	526
Figura 10.5. Rigidez global de la vía en función de la masa de vibración	527
Figura 10.6. Relación rigidez con carril/masa no suspendida	528
Figura 10.7. Coeficientes de impacto frente a las cargas nominales entre 150 226KN. Fuente: Cedex, 2012	)Kn y 528
Figura 10.8. Rigidez global de la vía en distintos tramos de las LAV españolas	530
Figura 10.9. Valores rigidez dinámica placas de asiento para distintos autores	532
Figura 10.10. Valores de rigidez dinámica de balasto para distintos autores	533
Figura 10.11. Plano de planta del túnel de Horcajada. Fuente: Adif, 2012	534
Figura 10.12. Zona implantación vía en placa AFTRAV. Fuente: Adif, 2012	535
Figura 10.13. Frecuencia propia del sistema masa- carril. López Pita, 2006	537
Figura 10.14. Relación entre la Rigidez con carril y la masa de vibración	538
Figura 10.15. Descensos medidos envía en placa. Fuente: Albajar, 2012	539
Figura 10.16. Rigidez con y sin carril para una carga de rueda 83.33 KN	541
Figura 10.17. Rigidez con y sin carril para una carga de rueda 91.30 KN	541
Figura 10.18. Rigidez con y sin carril para una carga de rueda 99.60 KN	541
Figura 10.19. Rigidez global de la vía	543
Figura 10.20. Frecuencia dominante campaña 2011	543
Figura 10.21. Frecuencia dominante campaña 2012	544
Figura 10.22. Frecuencia propia del sistema masa- carril. López Pita, 2006	545
Figura 10.23. Relación rigidez global de vía con carril y masas no suspendidas	546
Figura 10.24. Rigidez global de la vía con carril	546
Figura 10.25. Gráfico carga- deformación de placas asiento Rheda 2000	548
Figura 10.26. Rigidez con y sin carril para una carga de rueda 83.33 KN	550
Figura 10.27. Rigidez con y sin carril para una carga de rueda 91.30 KN	551
Figura 10.28. Rigidez con y sin carril para una carga de rueda 99.60 KN	551
Figura. 10.29. Aceleraciones verticales en caja de grasa. Campaña año 2011	552
Figura 10.30. Aceleraciones verticales en caja de grasa. Campaña año 2012	552
Figura 10.31. Relación de la rigidez global de la vía con carril y las masa suspendidas	as no 554
Figura 10.32. Rigidez con y sin carril para una carga de rueda 83.33 KN	557
Figura 10.33. Rigidez con y sin carril para una carga de rueda 91.30 KN	557
Figura 10.34. Rigidez con y sin carril para una carga de rueda 99.60 KN	558
Figura 10. 35. Zona estudio Labview Villargordo del Cabriel-Umbría Molinos	559
Figure 10, 26, Zono de estudio Mevelete, Trínel de Puñol	567

#### **11. CONCLUSIONES Y FUTURAS INVESTIGACIONES**

Figura 11. 1. Peridiogramas de diversas zonas sobre vía en placa y sobre balasto de la campaña realizada576
Figura 11.2. Frecuencias características en terraplenes577
Figura 11.3. Frecuencias características en túneles578
Figura 11.4. Rigidez global con carril para distintos tipos de superestructura
Figura 11.5. Rigideces de la superestructura de balasto en las nuevas vías Hannover- Wurzburg y Mannheim-Stuttgart. Fuente: Melis 2008
Figura 11.6. Variación de la elasticidad vertical de vía. Fuente: Anderson 2004 582
Figura 11.7. Coeficientes de impacto frente a las cargas nominales entre 150Kn y 226KN. Fuente: Cedex, 2012
Figura 11.8. Frecuencias propias para vibraciones forzadas
Figura 11.9. Frecuencias propias para velocidades bajas
Figura 11.10. Coeficiente de balasto. Fuente: Melis, apuntes de clase 2012584
Figura 11.11. Módulo de vía. Fuente: Melis, apuntes de clase 2012585
Figura 11.12. Rigidez del apoyo. Fuente: Melis, apuntes de clase 2012585
Figura 11.13. Frecuencias dominantes en la señal586
Figura 11.14. Coeficientes mayoración carga dinámica, Winkler y Diessen, 1915 y 1936 
Figura 11.15. Coeficientes mayoración carga dinámica, Schramm y Eisenmann587

