



FUNDACIÓN DE LOS
FERROCARRILES
ESPAÑOLES

colección **TESIS**
DOCTORALES
INGENIERÍA / ARQUITECTURA

BASES Y DESARROLLO DE SISTEMAS DE CONTROL SÍSMICO PARA EL FERROCARRIL: APLICACIÓN A LA ALTA VELOCIDAD ESPAÑOLA (AVE)

José Luis Rodríguez Rodríguez

Dirigida por Miguel Herráiz Sarachaga

**Departamento de Física de la Tierra, Astronomía y Astrofísica I
(Geofísica y Meteorología)**

Facultad de Ciencias Físicas



UNIVERSIDAD
COMPLUTENSE
MADRID

UNIVERSIDAD COMPLUTENSE DE MADRID

Madrid, 2005

INGENIERÍA / ARQUITECTURA

**COLECCIÓN
TESIS DOCTORALES**

INGENIERÍA / ARQUITECTURA

**BASES Y DESARROLLO DE SISTEMAS DE CONTROL
SÍSMICO PARA EL FERROCARRIL: APLICACIÓN A LA
ALTA VELOCIDAD ESPAÑOLA (AVE)**

José Luis Rodríguez Rodríguez

Dirigida por Miguel Herráiz Sarachaga

**Departamento de Física de la Tierra, Astronomía y Astrofísica I (Geofísica y
Meteorología)**

Facultad de Ciencias Físicas



UNIVERSIDAD COMPLUTENSE DE MADRID

Madrid, 2005

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

BASES Y DESARROLLO DE SISTEMAS DE CONTROL SÍSMICO PARA EL FERROCARRIL: APLICACIÓN A LA ALTA VELOCIDAD ESPAÑOLA (AVE)

La actividad sísmica en España tiene una naturaleza ambigua; denominada habitualmente como de riesgo medio, la realidad nos cuenta que la Península Ibérica ha sufrido devastadores terremotos con periodos de recurrencia de más de 100 años. Ello hace que sea más realista considerarla como **"alta, mas poco probable"**. Esta percepción hace que sistemas críticos como el ferrocarril, y más concretamente la Alta Velocidad, no cuenten con análisis de riesgos frente a la ocurrencia de sismos, ni sistemas de alerta, alarma y control. Este trabajo analiza las causas y efectos que tendría la ocurrencia de un sismo en los servicios de Alta Velocidad en España, y propone un sistema que, integrado en los de señalización ferroviaria, permitiría la detección temprana de un terremoto y la toma de decisiones apropiadas ante tal hecho.

José Luis Rodríguez Rodríguez, parafraseando al inefable Felipe Mellizo Cuadrado, es "cordobés y cincuentón y ferroviario de tercera generación". Doctor en Ciencias Físicas por la UCM, ingresó en Renfe en 1982, desarrollando su carrera profesional en el ámbito de la Señalización Ferroviaria. Académicamente, su campo de estudio ha sido la Ingeniería Sísmica, específicamente aplicada al análisis de la vulnerabilidad de la explotación Ferroviaria. Master en Seguridad Integral por la UPM y experto en Ingeniería Ferroviaria por la UNED, actualmente participa en el desarrollo y despliegue de los sistemas de señalización en varias líneas de alta velocidad en construcción en España para el Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF).

ISBN: 978-84-947477-7-9

Depósito legal: M-29621-2018

Fundación de los Ferrocarriles Españoles – 2018

Coordinación editorial y maquetación: Lourdes Orozco Torres

Diseño de cubiertas: Belén Romeo



AVE Serie 100 circulando sobre el viaducto de Martindientes (78 m de altura máxima), en la LAV Madrid-Sevilla

ÍNDICE DE CONTENIDOS

EXPOSICIÓN DE MOTIVOS	7
AGRADECIMIENTOS	9
INTRODUCCIÓN	11
OBJETIVOS	13
1. EL FERROCARRIL Y LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS	15
1.1. Introducción	15
1.2. Características de las líneas de alta velocidad (LAV)	16
1.2.1. Parámetros geométricos de las LAV	18
1.2.2. La línea de alta velocidad Madrid-Sevilla	24
1.2.3. La superestructura de la vía	25
1.3. Efectos sísmicos sobre el ferrocarril	40
1.3.1. Interacción directa tren-vía	42
1.3.2. Interacción superestructura-infraestructura de la vía	48
1.3.3. Efectos sísmicos sobre viaductos	53
1.4. Revisión de daños sísmicos al ferrocarril	59
1.4.1. Análisis de informes de daños sísmicos en el ferrocarril	61
1.4.2. Información adicional sobre daños sísmicos en el ferrocarril	69
1.4.3. Direcciones útiles con información de daños al ferrocarril	76
1.5. Conclusiones	76
2. ACCIONES SÍSMICAS	79
2.1. Introducción	79
2.2. Normativa sismorresistente	81
2.3. Otras normas de aplicación al ferrocarril	85
2.4. Información sísmica disponible	91
2.5. Conclusiones	101
3. EFECTOS LOCALES EN LA RESPUESTA SÍSMICA	105
3.1. Introducción	105
3.2. Bases teóricas del efecto local	107
3.2.1. Factores de influencia en la respuesta local	109
3.3. Métodos de evaluación del efecto local	111
3.3.1. Métodos experimentales	111
3.3.2. Métodos teóricos y numéricos	131
3.4. Microtremores	144
3.4.1. Método de nakamura	146
3.4.2. Cálculo de índices de vulnerabilidad de suelos	154
3.4.3. Nuevos desarrollos teóricos del hvsr	155
3.5. Estudios comparativos	168
3.5.1. Resultados	168
3.6. Conclusiones	177

4. EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DE LAS LÍNEAS DE ALTA VELOCIDAD (LAV)	183
4.1. Introducción	183
4.2. Equipamiento	183
4.3. Trabajos de campo: adquisición de datos.....	184
4.4. Análisis de registros.....	188
4.5. Cálculo de índices.....	202
4.6. Representación de resultados (zonación sísmica)	202
5. ZONACIÓN SÍSMICA DE LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-SEVILLA....	207
5.1. Introducción	207
5.2. Parámetros de control.....	207
5.2.1. Valores de aceleración	208
5.2.2. Frecuencia propia (razón h/v).....	215
5.2.3. Factores de amplificación de razones espectrales.....	222
5.2.4. Factor de contribución de ondas superficiales	225
5.2.5. Índices de vulnerabilidad de suelos.....	229
5.2.6. Factor de amplificación de ondas internas	230
5.2.7. Deformación de capas de suelos	231
5.3. Valores límite de los parámetros de control.....	236
5.4. Representación de resultados	240
5.5. Sistemas de control sísmico	240
5.6. Sistema de control sísmico para el ferrocarril español	246
5.7. Conclusiones	251
6. CONCLUSIONES	261
6.1. Introducción	261
6.2. Conclusiones	261
6.2.1. El ferrocarril y los movimientos sísmicos.....	261
6.2.2. Acciones sísmicas	262
6.2.3. Efectos locales en la respuesta sísmica.....	263
6.2.4. Evaluación de la vulnerabilidad de las líneas de alta velocidad (lav) ...	264
6.2.5. Zonación sísmica de la línea de alta velocidad madrid-sevilla	266
6.3. Futuras líneas de investigación	267
REFERENCIAS.....	269

EXPOSICIÓN DE MOTIVOS

Es difícil explicar el cómo y el por qué de un trabajo como el que aquí se presenta. Lo que esta Tesis recoge tiene para mí un significado que creo conveniente explicar antes de su lectura. Existen dos cosas a las que he dedicado la mayor parte de mi vida desde un punto de vista “profesional”: La primera es el ferrocarril -este año se cumplen veintitrés años desde que comencé a trabajar en este sector, correspondiendo veinte de ellos a la especialidad de señalización ferroviaria-; la segunda es la Física. Han pasado ya 18 años desde que comenzara la carrera, con la Geofísica como campo principal de estudio. Durante muchos de esos años, una de mis principales inquietudes fue la de intentar combinar ambos campos, el ferrocarril (mi trabajo) y la Geofísica (mis estudios), tarea que no me resultó nada sencilla. Cuando comencé los estudios de doctorado, la experiencia acumulada en mi ámbito laboral y académico hizo por fin que surgieran nuevas y más claras ideas acerca de cómo compatibilizar ambas disciplinas. El resultado es esta Tesis.

Los conocimientos adquiridos en el campo de la señalización ferroviaria, inherentes a asegurar los servicios y las vidas de los viajeros del ferrocarril a través del análisis de las situaciones de riesgo, y los relacionados a los estudios de la Sismología, responsable en parte de evaluar la vulnerabilidad de un importante peligro que puede afectar a la sociedad civil, me llevaron a considerar un elemento común como el nexo de unión entre ambos campos: la seguridad de las personas frente a riesgos del entorno, tanto naturales como tecnológicos.

Así, estas “Bases y Desarrollo...” han de considerarse como el comienzo de un camino que espero que pueda extenderse en nuevos trabajos, estudios, análisis y consecuciones enfocados a extender la relación que, en parte, ha sido iniciada con esta Tesis entre la Geofísica y el Ferrocarril.

De este modo, “bases” significa un inicio de los estudios que han de realizarse para tener un conocimiento adecuado de la naturaleza de la vía, sus elementos y su comportamiento frente a acciones dinámicas; ya sean sísmicas o de otra naturaleza. El método presentado aquí se basa en el que, de los existentes, ha mostrado una mayor utilidad y que ha servido de base para el más completo y eficaz sistema de control sísmico para el ferrocarril existente en el Mundo: el del ferrocarril japonés. Explicar el concepto “desarrollo” es más complicado y de todos los términos que en su momento pensé en emplear, éste acabó siendo el menos malo. Etimológicamente el término tiene diversas acepciones que representan parte del trabajo que se presenta, pero que seguramente no alcanza la totalidad del mismo. Así, para este trabajo pueden utilizarse cualquiera de los términos que el diccionario de la Lengua recoge para él: *extender, acrecentar, explicar, exponer o discutir, efectuar acciones, hallar nuevos términos, suceder, ocurrir, acontecer, progresar, crecer...*

Sin embargo, de forma simple, el “desarrollo” que yo planteo en esta Tesis significa trabajo. Un primer trabajo que ha de llevar a otros que permitan mejorar y simplificar el sistema de control planteado y que debería considerarse aceptable como sistema útil para disminuir un riesgo que existe, que no se ha considerado hasta ahora, y que puede llevar a consecuencias muy negativas para la seguridad de los usuarios del ferrocarril. Dicho sistema es desplegable con costes asumibles en un plazo mínimo (del orden de unos meses) por consistir en la integración de equipos existentes con unas mínimas adaptaciones de los sistemas de registro sísmico y de los de señalización ferroviaria. No adoptar tal solución y pretender otro tipo de desarrollo, más específico y especializado, conllevaría un retraso en la adopción de medidas que podría ocasionar importantes perjuicios, para el conjunto de los servicios y usuarios del ferrocarril, en el caso de la ocurrencia de un sismo. Por ello en este trabajo, sin ser alarmista, he pretendido ser riguroso y principalmente práctico. Simplemente, estos son mis motivos.

AGRADECIMIENTOS

Muchas han sido las personas que me han ayudado directa e indirectamente a realizar esta Tesis. Vaya desde aquí mis disculpas a aquellos que no mencione; que sepan que me acuerdo de ellos y siempre estarán aquí, conmigo y en este trabajo, con los demás.

En primer lugar debo agradecer el apoyo y la ayuda que en todo momento me ha prestado la organización en la que trabajo: Gracias a Manolo Benegas por su apoyo energético aunque silencioso; a Antonio Lozano por la claridad e interés con que entendió mis ideas y a Carlos Muñoz por el empuje y vitalidad con que impulsó la aplicación práctica de éstas.

Muchas gracias a Ignacio Molina por su perseverancia en apoyarme en inventar un sistema y en decidir “cómo sería y cuánto costaría”. Mil gracias a Rafael Cebreros, sin su ayuda la campaña de registro nunca se hubiera realizado y esta Tesis habría quedado inevitablemente coja. Gracias a Javi por perseguir los trabajos de vía y doblar jornadas para hacer los registros de las “Marisas”. No tengo forma de agradecer el apoyo, la paciencia y la ayuda de Alicia, sin todo lo que ha hecho por mí, nunca hubiera llegado a completar este trabajo.

También he de agradecer a la gente del Departamento de Geofísica todo cuanto he aprendido en estos años y su paciencia e interés para con el autor de este trabajo.

Por último y por ser el primero, gracias a Michel, mi Director de Tesis, si el no hubiese creído en mis ideas y en mí mismo no hubiese realizado ni ésta ni ninguna otra Tesis. Muchas gracias.

A todos los mencionados y a todos aquellos que no lo han sido, gracias, muchas gracias... de corazón.

INTRODUCCIÓN

La Península Ibérica, y más concretamente España, se encuentran situadas en un área que, habitualmente, se define como de sismicidad moderada. Esta definición, considerada como un promedio de la actividad sísmica a lo largo del tiempo, puede ser aceptable y, generalmente, representa largos periodos de calma sísmica durante los cuales tiene lugar un buen número de pequeños sismos ($M \leq 3-3.5$), separados por la ocurrencia de grandes terremotos destructivos.

Sin embargo, desde el punto de vista de la vulnerabilidad sísmica existente en la actualidad, considerar como moderada la actividad sísmica de la Península Ibérica es cuanto menos arriesgado. El conocimiento de la existencia de grandes terremotos históricos, con consecuencias muy destructivas, hace que haya que considerar el especial tipo de sismicidad que sufre esta área. A diferencia de otras zonas del globo en las que la actividad sísmica se circunscribe a terremotos de magnitudes pequeñas o medianas (hasta 5.0 M), su la distribución en la Península abarca terremotos que van desde las magnitudes menores ($M < 3.0$) hasta terremotos de 6 y hasta 7 grados (Fukao, 1973).

Esta característica de la sismicidad ha movido a algunos autores a sustituir el calificativo de “moderado”, relativo a la magnitud o tamaño del evento, por otro que hace referencia a la probabilidad de ocurrencia, tal como “poco frecuente”, refiriéndose a a los grandes sismos. Así, se establecería que la Península Ibérica es un área de **Sismicidad Alta Poco Frecuente**, concepto mucho más realista referido a la naturaleza de la actividad sísmica existente (Blázquez, 2003).

Los grandes sismos antes mencionados tienen un periodo de ocurrencia de alrededor de 100-150 años y su desigual distribución temporal hace que, históricamente, existan cortos periodos de profunda toma de conciencia ciudadana (y por tanto política, social, económica y científica) de los fenómenos sísmicos, seguidos de otros periodos, generalmente de mucha mayor duración, en los que se relaja e incluso olvida la importancia del riesgo al que esta zona se encuentra expuesta.

De este modo, a lo largo de los últimos 100 años, se han desarrollado códigos de construcción que tienen en cuenta la información sísmica histórica de los terremotos sentidos en la Península Ibérica con el fin de determinar las zonas de mayor vulnerabilidad. En dichas zonas las prescripciones técnicas de los códigos imponen condiciones adicionales de seguridad para prevenir los posibles efectos sísmicos. Actualmente en España está en vigor la NCSE-02, Norma de construcción sismorresistente, de aplicación a todos los proyectos de Edificación e Ingeniería Civil de nueva realización.

A pesar de ello, existen instalaciones, servicios y elementos de las infraestructuras del transporte que, sin estar afectados – y por tanto protegidos – por los preceptos antisísmicos de la Norma, muestran una vulnerabilidad importante frente a la acción sísmica, pudiendo derivarse de sus daños graves consecuencias para la sociedad en general.

Uno de dichos servicios es el ferrocarril.

Aunque muchos de los elementos que integran las redes del ferrocarril sí se encuentran bajo el marco regulador de la NCSE-02 (Edificios de estaciones, puentes, túneles, edificios técnicos, etc.), otros, como es el caso de la vía o los trenes, no disponen de límites con respecto a los que determinar sus condiciones de funcionamiento y seguridad frente a las acciones sísmicas, encontrándose desprotegidos ante ellas.

Considerando los modernos servicios de Alta Velocidad, tanto en funcionamiento como en ejecución y proyecto, con velocidades máximas de 300 y 350 km/h, resulta de gran interés conocer los límites aceptables para las acciones sísmicas, de modo que las operaciones de los trenes se desarrollen con total seguridad. Velocidades comerciales tan elevadas son posibles gracias a una geometría de vía muy cuidadosa, afectada de

tolerancias en sus parámetros principales sumamente pequeñas, en ocasiones de sólo algunos milímetros.

La ocurrencia de un evento sísmico de magnitud superior a una dada puede producir deformaciones en la vía de modo que el tráfico de los trenes por ella sea inseguro. Esta tesis pretende establecer los límites de seguridad del ferrocarril frente a la ocurrencia de los terremotos esperables en la Península Ibérica y establecer las bases de un sistema de control sísmico que permitan llevar a cabo la explotación ferroviaria con seguridad, si ello sucediere.

OBJETIVOS

Los principales objetivos de esta tesis se concretan en:

- Definir la metodología que permita evaluar la vulnerabilidad sísmica de los diferentes elementos de las infraestructuras ferroviarias.
- Establecer una clasificación de riesgo de los diferentes elementos de forma que permita priorizar los estudios de detalle y/o las actuaciones de reforzamiento que correspondiera realizarse.
- Determinar los efectos que un posible terremoto tendría sobre los trenes de las líneas de Alta Velocidad.
- Establecer las bases de un sistema de control que permita disponer de métodos de alarma y control sobre el tráfico de los trenes con el fin de evitar situaciones de riesgo.

Adicionalmente, y aunque complementario al análisis de vulnerabilidad sísmica, se presentan la generalización de la aplicación del método de evaluación sísmica como método de evaluación dinámica, para el análisis de la estabilidad del terreno y las estructuras frente a otro tipo de acciones, tales como el viento, las corrientes de agua, las acciones de arranque y frenado de los trenes, los impactos y algunas otras cuya existencia forma parte de la cotidianidad de las actividades del ferrocarril.

Para ello se precisa tener información de tres factores de gran influencia en la determinación del estado de seguridad de los trenes.

1. Límites aceptables de deformación, tanto estática como dinámica, de la vía.
2. Acciones sísmicas esperables en los distintos puntos de las líneas o en los elementos o estructuras a proteger.
3. Estimación de los efectos locales que pueden influir en la respuesta final del suelo y que aportará información del movimiento final sentido por los trenes.

Para acometer el estudio de los factores considerados, esta tesis se estructura en seis capítulos.

- El capítulo I estudia los parámetros geométricos, estáticos y dinámicos, que influyen en la estabilidad del tren. Se consideran tanto los criterios de confort – de cara a los viajeros – como los de seguridad del tren. De igual modo se determinan los límites admisibles para dichos parámetros y se intenta establecer una correlación con las acciones sísmicas que pudieran producirlos. Se plantean modelos simplificados que, definiendo las condiciones normales de la vía, marcan el estado final de la misma. Se analiza la influencia de la variación de los diferentes parámetros de diseño y la repercusión en el resultado final. También se analizan los trabajos referentes a los fenómenos de vibraciones en suelos y estructuras producidos por los trenes de Alta Velocidad y sus repercusiones sobre la estabilidad de la propia vía y se realiza un análisis del riesgo del servicio del AVE Madrid-Sevilla conforme a la actual normativa europea de seguridad en el ferrocarril.
- El capítulo II analiza la información sísmica existente para el territorio español, contrastando los registros de los eventos producidos posteriormente a la publicación de la NCSE-02 con las acciones definidas en la normativa en vigor. Se discuten los resultados obtenidos en las investigaciones llevadas a cabo tras los últimos terremotos destructivos producidos en el mundo – periodo 1994-2003 –, considerando tanto la readecuación de las normativas sísmicas como la adopción de medidas alternativas encaminadas a reforzar la seguridad de la población.

Igualmente se consideran los registros instrumentales de la Red Acelerográfica del IGN de los sismos ocurridos en el área de la LAV Madrid-Sevilla y se analiza las características de los mismos y su posible influencia sobre las infraestructuras.

- El capítulo III analiza el fenómeno de la respuesta local de los escenarios sísmicos, estableciendo las bases teóricas de los diferentes métodos existentes, haciendo un repaso de los principales y profundizando en los desarrollos teóricos que se han realizado en la última década. Este capítulo, extenso en sí mismo, intenta plantear las bases que justifican la elección del método adoptado para la estimación del efecto local en esta Tesis. Por ello, se ha querido realizar un exhaustivo y amplio repaso de los métodos más habituales de evaluación del efecto local con el fin de situar objetivamente el propuesto en este trabajo, incluyendo el análisis de los últimos desarrollos teóricos y los estudios experimentales que apoyan su aplicabilidad o revelan su falta de rigor científico.
- En el capítulo IV se expone el método de evaluación propuesto para las líneas de Alta Velocidad, definiendo los criterios y parámetros de control que se consideran más adecuados así como los procedimientos de medida, procesamiento de datos y representación de resultados.
- El capítulo V muestra el método de zonación sísmica de la línea Madrid-Sevilla y los valores obtenidos para cada emplazamiento. Dentro de éstos se contemplan el índice de vulnerabilidad y el factor de amplificación del suelo, la frecuencia principal de resonancia y la aceleración sísmica esperable. Igualmente se recogen los factores de contribución de ondas superficiales e internas y la tasa de transferencia de energía de las vibraciones. También se exponen las conclusiones de los estudios realizados y se detallan tanto los pasos a seguir en el avance de las investigaciones, como las incertidumbres de los valores obtenidos.

Finalmente, tras la revisión de las bases de diversos sistema de control sísmico, incluyendo los existentes en algunas Administraciones Ferroviarias, se plantea un esquema simplificado de un sistema de control sísmico automático de aplicación al ferrocarril, definiendo los criterios técnicos de los instrumentos a utilizar y los requisitos funcionales que han de cumplir para integrarlos en los actuales sistemas de control de tráfico existentes en el ferrocarril español, considerando tanto las líneas convencionales como las de Alta Velocidad.

- En el capítulo VI se recogen las principales conclusiones de este trabajo. Junto con ellas se recogen algunas de las líneas de investigación que pueden abrirse a partir de esta Tesis. De todas ellas las más importantes son aquellas que han de profundizar en el conocimiento del comportamiento dinámico de la capa de balasto y de su interacción con la vía y con las estructuras que la soportan.

1. EL FERROCARRIL Y LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS

1.1. INTRODUCCIÓN

En el año 2004 se cumplió el 40 aniversario de la primera Línea de Alta Velocidad del mundo (LAV), que se inauguró en Japón en 1964. Coincidiendo con dicho aniversario, el pasado 23 de octubre el terremoto ocurrido en Niigata, también 40 años después de famoso terremoto de 1964, produjo el primer descarrilamiento de un tren de Alta Velocidad en las Líneas del Shinkansen por efecto de un sismo. El ferrocarril japonés es la primera administración ferroviaria mundial en disponer de un sistema de control sísmico específico del ferrocarril, siendo además la única que lo extiende a toda la red, tanto convencional como de alta velocidad. En el Capítulo 5 se analiza detalladamente el sistema de control sísmico existente en el ferrocarril japonés y su funcionamiento.

Las líneas del Shinkansen de Japón inicialmente tuvieron una velocidad comercial de 210 Km/h. En los años 80 se desarrollaron en Francia las primeras líneas del TGV (Tren de Gran Velocidad), con velocidades de hasta 260 Km/h. El futuro que se abría al tráfico ferroviario de alta velocidad hizo que la UIC (Unión Internacional de Ferrocarriles) definiera las LAV como aquellas cuya velocidad comercial fuese mayor de 200 Km/h (López Pita, 2004).

En poco tiempo el rápido desarrollo de los trenes y los nuevos sistemas de tracción eléctrica llevaron a que las velocidades aumentasen rápidamente hasta los 300 Km/h. Sin embargo, este aumento de velocidad requería importantes restricciones respecto de las características de las infraestructuras que habían de soportar este tráfico. Por ello se definieron dos tipos de infraestructuras de Alta Velocidad:

1. Las de Velocidad Alta con velocidad del orden de 200 Km/h, susceptibles de soportar tráfico mixto, de viajeros y mercancías. Estas líneas habitualmente procedían de líneas convencionales mejoradas en sus trazados y en el equipamiento de la superestructura de vía e instalaciones. Un ejemplo de este tipo de líneas es el "Corredor Mediterráneo", Barcelona-Valencia.
2. Las de Alta Velocidad con velocidades de hasta 350 Km/h, de nuevo diseño y construcción, específicamente dedicadas a tráfico de viajeros, como el Ave Madrid-Sevilla y Madrid-Lérida, ya en explotación, y el AVE Segovia-Valladolid, Lérida-Barcelona, Madrid-Toledo y Córdoba-Málaga, en fase de ejecución de instalaciones.

Actualmente, la red de Alta Velocidad prevista en España es el proyecto más ambicioso de este tipo existente en todo el mundo y llevará a disponer de conexiones de Alta Velocidad (incluyendo Alta Velocidad y Velocidad Alta) en todas las capitales de provincia en el umbral del año 2015. Estos datos provienen del Plan de Infraestructuras del Transporte (PIT) 2000-2007 propuesto por el Ministerio de Fomento (Figura 1.1) en el año 2001, cuyo periodo de inversión se preveía extenderse hasta 2010, con un periodo de ejecución definitiva que culminaría en el mencionado 2015. Los nuevos proyectos de LAV licitados en España no establecían velocidades máximas de circulación de los trenes, sino tiempos máximos de recorrido definidos para cada línea, lo que permitía combinar las prestaciones de la infraestructura y el material rodante en cada concurso para cumplir con dichos tiempos. Sin embargo, en los proyectos del material rodante se incluyó la condición de alcanzar los 350 Km/h de velocidad máxima como requisito para homologar dichos trenes.

En la actualidad existen proyectos de líneas con velocidades de 400 Km/h y el TGV ha realizado ensayos en las vías del París-Oeste a 512 Km/h. Este gran progreso técnico, junto con la eficacia de las líneas existentes y la voluntad de la Unión Europea de potenciar el desarrollo del ferrocarril como medio de transporte del futuro, han hecho que se haya llegado al acuerdo de desarrollar una red europea de alta velocidad que permita comunicar de forma eficiente al conjunto de los países de la UE (Figura 1.2).

Diversas Directivas Europeas han establecido el calendario de integración, homogeneización y liberalización de los tráficos de mercancías y viajeros, con vistas a cumplir los requerimientos de la Directiva 440 (CEE, 1991; CE, 2004) y asegurar la utilidad de la mencionada red de alta velocidad.

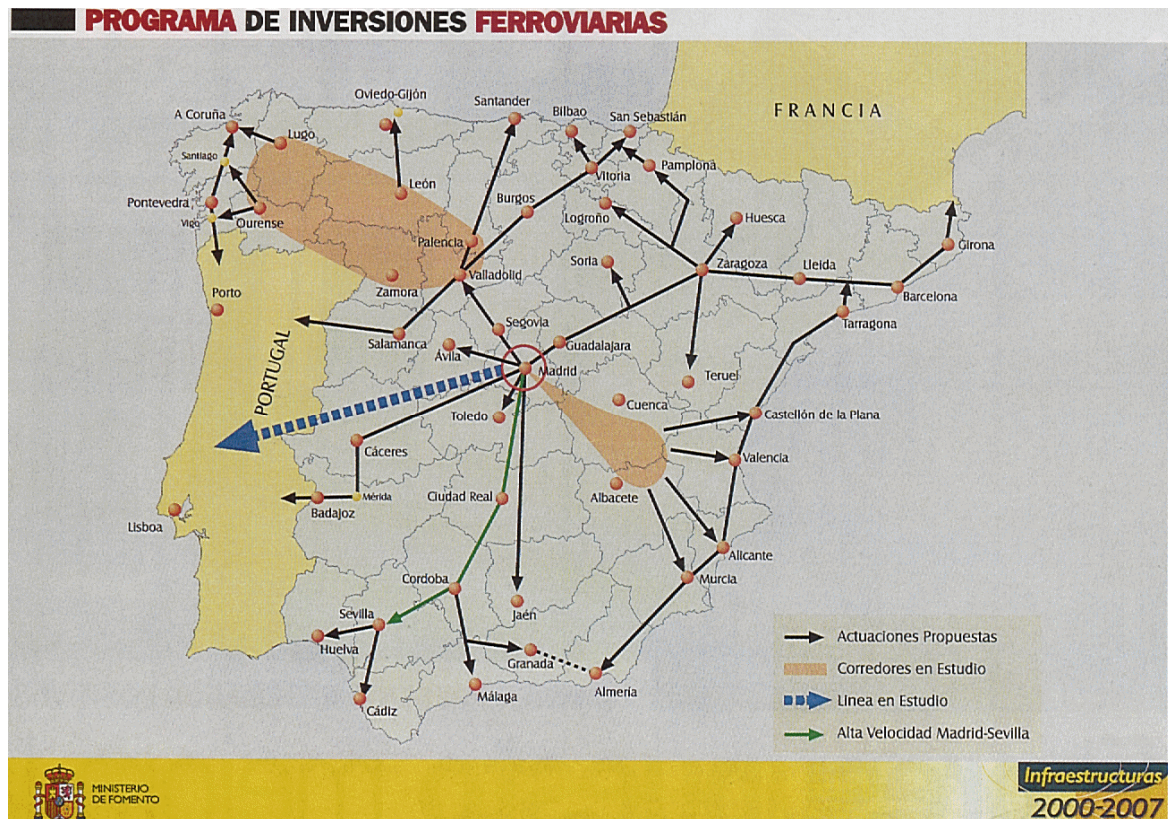


Figura 1-1. Mapa del PIT (Plan de Infraestructuras del Transporte) publicado en 2001 por el Ministerio de Fomento, como muestra del desarrollo de las LAV en España. Se indican todas las capitales de provincia para ilustrar la intención de la Administración de comunicar todas las capitales españolas a través de Alta Velocidad en el umbral del año 2015. Actualmente este Plan se encuentra en revisión, y en diciembre de 2004 está previsto que el actual gobierno presente su PEIT (Plan Estratégico de Infraestructuras del Transporte), que será el modelo a seguir en los próximos años

1.2. CARACTERÍSTICAS DE LAS LÍNEAS DE ALTA VELOCIDAD (LAV)

El desarrollo del ferrocarril proviene de la primera mitad del Siglo XIX y estuvo vinculado a la invención de la máquina de vapor y la revolución industrial. Desde ese momento se construyeron en todo el mundo gran cantidad de líneas de ferrocarril promovidas por capital tanto público como privado. En nuestro país el ferrocarril data de 1848 cuando se inauguró la primera línea Barcelona-Mataró, siendo la segunda la de Madrid-Aranjuez, inaugurada en 1851.

Desde entonces y hasta bien avanzado el Siglo XX los trazados del ferrocarril, en la mayor parte de su recorrido, se adecuaban a las características orográficas y topográficas del terreno, de forma similar a como lo hacían el resto de las infraestructuras (carreteras, caminos, canales...). De forma puntual se realizaban renovaciones y modificaciones de trazados con el fin de mejorar las prestaciones de ciertos corredores y líneas. Así, a partir de mediados de la década de 1970 se plantearon modificaciones de algunas líneas en España para elevar las velocidades comerciales hasta los 160-180 Km/h. Es en este momento cuando nacen las que posteriormente se llamarían Líneas de Velocidad Alta (LVA). Sin embargo, se vio que estas LVA tenían

importantes limitaciones que hacían que la mejora en las prestaciones de los servicios no se viese avaladas por una mejora en los resultados de explotación (aumento del número de viajeros y toneladas de mercancías transportadas). El mejor ejemplo son las múltiples propuestas de desdoblamiento y modernización del acceso ferroviario a Andalucía a través de Despeñaperros (DGITF, 1991).

Si se pretende buscar el origen de la Alta Velocidad en el mundo, tal y como se entiende en la actualidad, éste no está bien definido y es difícil establecer en qué momento se puede comenzar a hablar de este concepto. Como ahora las conocemos, el origen de estas líneas puede situarse en Japón en los años 60, donde se construyeron líneas sobre trazados de nuevo diseño para permitir la circulación del Shinkansen (tren bala). Estas líneas tenían características geométricas específicas y, lo que era más importante, requisitos de explotación que aseguraban la adecuada funcionalidad de las mismas. Surgió de este modo el modelo de nuevas líneas de ferrocarril dedicadas exclusivamente a tráfico de viajeros, dotadas de material de características técnicas específicas tales que aseguraban la integridad de los diferentes elementos de las infraestructuras. Este modelo segregaba el servicio de trenes de viajeros hacia las nuevas líneas, manteniendo los servicios de mercancías, mucho más lesivos para la geometría de la vía, en las líneas convencionales. Este diseño fue seguido por Francia en los años 80 para el desarrollo de sus líneas del TGV, modelo que se mantiene en la actualidad y que ha sido adoptado por numerosos países en todo el mundo (España, Australia, Italia, Corea, Turquía, EE.UU., Taiwán, etc.).

Históricamente, la situación en España era aún un poco más compleja. Había que considerar dos características adicionales a las existentes en el resto de Europa: a) la compleja orografía de la Península Ibérica y b) el diferente ancho de vía del ferrocarril de España y Portugal con respecto al europeo. Estas diferencias produjeron dos consecuencias principales; la primera, el aislamiento de España y Portugal de las líneas internacionales de ferrocarril y la segunda, la dificultad de mejorar las velocidades de circulación por lo accidentado de los trazados ferroviarios existentes.

La conveniencia de modernizar el ferrocarril se fue mostrando cada vez más necesaria, y así, conforme el país se integraba en las Instituciones Europeas, a finales de los años 80, era innegable la urgencia de tomar decisiones al respecto. No existiendo una versión oficial sobre el cuándo, cómo y por qué se decidió la adopción de la Alta Velocidad conforme al modelo actual, sí se dispone de una aproximación histórica que ilustra coherentemente dicho proceso (Batlle, 2001). Independientemente de las cuestiones políticas, económicas y sociales que influyeron, la realidad es que en 1987 el Gobierno Español aprobó la construcción de una nueva línea férrea para velocidades de 250 Km/h entre Madrid y Sevilla, con objeto de dar servicio a la Exposición Universal que iba a celebrarse en Sevilla en 1992. Por otro lado, la recuperación de las Comunidades Autónomas en 1986, hizo que la Generalitat Catalana retomase el proyecto de una nueva línea férrea de alta capacidad entre Barcelona y la frontera francesa, proyecto que preveía la construcción de esta nueva línea en ancho internacional¹. A finales del año 1988, el Consejo de Ministros decidió que la Línea Madrid-Sevilla se construyese en dicho ancho y que el proyecto de la Línea Madrid-Barcelona se hiciese asimismo con ancho UIC.

La adopción del nuevo ancho produjo una nueva consecuencia: ya que dicho ancho era el mismo que el de las líneas del TGV francés: se podía disponer del mismo material motor que el que se utilizaba en el TGV Atlántico, ramas de Alta Velocidad con velocidades máximas de 300 Km/h. En 1991 se decidió que dicha velocidad sería la de la nueva línea. Realmente, ésta velocidad sólo se alcanza en un pequeño tramo de unos

¹ El ancho de vía se define como la distancia entre las caras internas de los dos carriles. Esta distancia es de 1668 mm en el ferrocarril de España, Portugal y la antigua URSS y de 1435 mm para el resto de países europeos. Este último ancho, debido a ser el más extendido, es conocido como ancho UIC, mientras que el español es habitualmente conocido como ancho Renfe o ancho Ibérico.

diez kilómetros en los alrededores de La Sagra, en Toledo. La línea Madrid-Sevilla se inauguró el 21 de abril de 1992, realizándose entonces el recorrido en 2 horas y 52 minutos. Desde dicho momento y hasta la actualidad, se han realizado mejoras en los trazados de forma que dicha velocidad se ha reducido a 2 horas y 20 minutos en servicios directos sin paradas. La experiencia de la aceptación de estos tiempos de recorrido por parte de los viajeros es el origen de las definiciones de los corredores de alta velocidad a partir de dichos tiempos (p.e. el corredor Madrid-Barcelona tiene asignado un tiempo de recorrido de proyecto de 2 horas y 30 minutos).

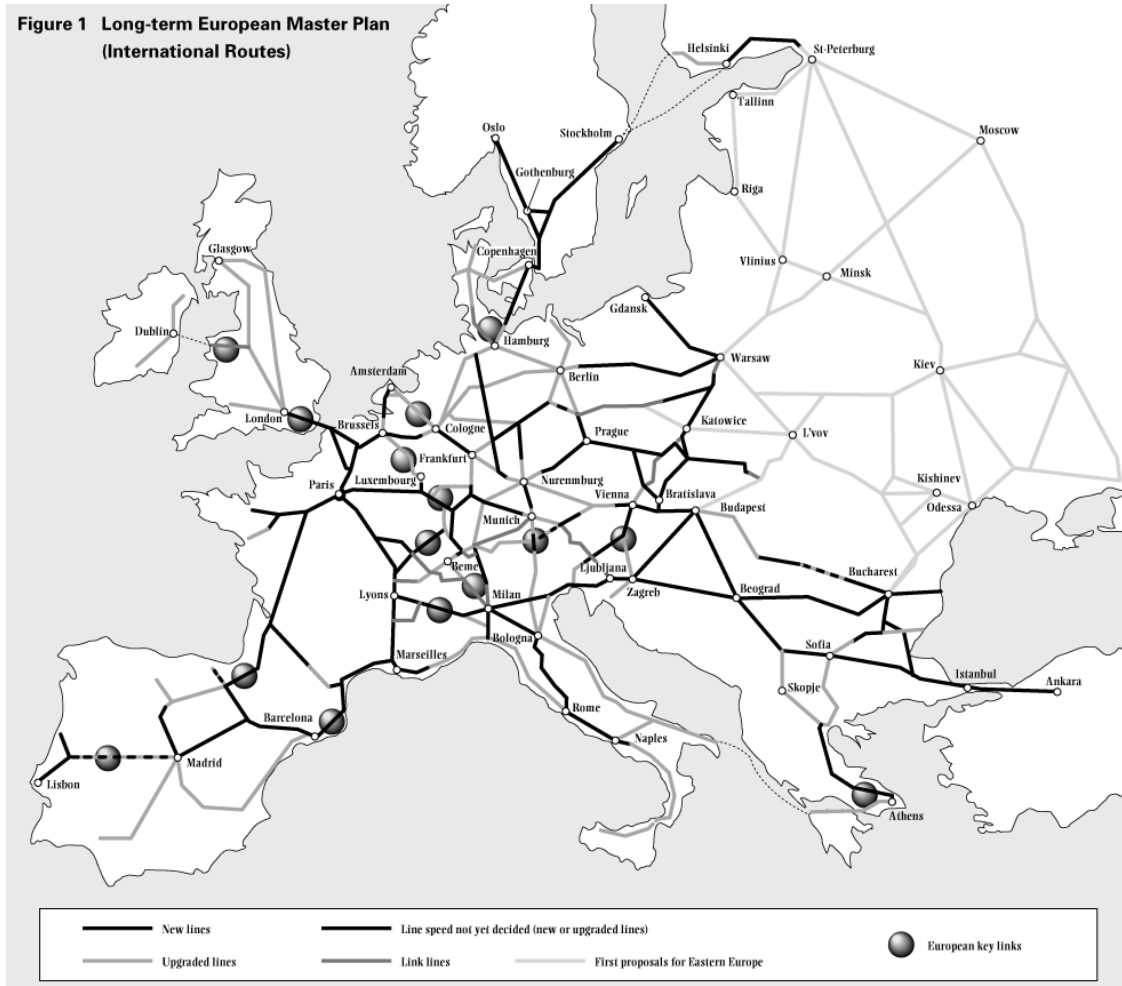


Figura 1-2. Mapa del proyecto de Líneas de Alta Velocidad en la Unión Europea hasta el año 2010. En el mapa de España pueden apreciarse la actual Línea Madrid-Sevilla, Madrid-Valladolid-Frontera Francesa, Madrid-Barcelona-Frontera Francesa, Madrid-Levante-Frontera Francesa y Madrid-Lisboa-Oporto. En el mapa se recogen las líneas de interés comunitario, conectando los países de la UE.

1.2.1. Parámetros geométricos de las LAV

Los parámetros geométricos de las LAV están definidos a partir de la velocidad máxima de explotación de la línea; como ya se ha indicado anteriormente, en el caso de la línea Madrid-Sevilla es de 300 Km/h. Esta velocidad condiciona el trazado de la línea, de modo que una vez definida, el diseño de la geometría, tanto en planta como en alzado, debe permitir circular a esa velocidad con total seguridad por toda la línea.

Estos parámetros se dividen en estáticos y dinámicos. Los primeros se relacionan con la geometría de la vía y del tren y con las fuerzas estáticas asociadas a las distribuciones

de masas y rigideces de los diferentes elementos de la línea y las circulaciones. Los segundos, además de depender de los anteriores, también lo hacen de la velocidad de circulación de los trenes, de las frecuencias propias de vibración y del amortiguamiento de las estructuras y los elementos de la infraestructura.

Los principales parámetros estáticos son el ancho de rodadura, el radio de las curvas y el peralte, mientras que los dinámicos son la velocidad máxima y la aceleración transversal. A todos ellos son aplicables dos criterios principales: el primero establece los valores de cada uno para conseguir el mayor confort de los viajeros; el segundo marca los límites de seguridad que no pueden superarse para garantizar la estabilidad y la seguridad del tren.

Los parámetros utilizados en la línea del Ave Madrid-Sevilla fueron los adoptados por la **AGC** (Acuerdo Europeo de Grandes Líneas Internacionales de Ferrocarril), siendo el ancho de rodadura de 1.435 m., los radios de las curvas de 4000 m. para 300 Km/h y de 2500 m. para 250 Km/h en las zonas más difíciles del trazado (Tabla 1.1).

Parámetros Geométricos de las Líneas de Alta Velocidad				
Criterios de Confort	Estáticos	Radio de Curva	$V_{\text{máxima}}= 300 \text{ Km/h}$	4000 m.
			$V_{\text{máxima}}= 250 \text{ Km/h}$	2500 m.
		Peralte máximo		180 mm.
	Dinámicos	Aceleración transversal (según UIC)	Confort Muy Bueno	0.102 g
			Confort Aceptable Excepcionalmente	0.153 g
Criterios de Seguridad	Estáticos	Radio de Curva	$V_{\text{máxima}}= 300 \text{ Km/h}$	2451 m.
			$V_{\text{máxima}}= 250 \text{ Km/h}$	1702 m.
		Peralte máximo		457 mm.
	Dinámicos	Aceleración transversal	La rueda despega del carril	0.319 g
			Vuelco del tren	0.472 g

Tabla 1-1. Adaptación de los valores establecidos por la UIC de los parámetros de las LAV adoptadas por la AGC realizada por Rodríguez y Herráiz (2001)

La importancia de los límites establecidos para algunos de estos parámetros determina que sus tolerancias sean muy pequeñas, en algunos de ellos únicamente de unos pocos milímetros. Estas características, propias de las LAV, hacen que los diferentes elementos que las componen hayan de ser cuidadosamente diseñados y construidos, y permanentemente revisados y mantenidos para asegurar que los parámetros de control se encuentran dentro de los límites aceptables para la explotación de las líneas.

Por ello, en los últimos años se han intensificado los estudios que intentaban representar los fenómenos diámicos asociados principalmente al tráfico de trenes de Alta Velocidad y que producían fenómenos hasta el momento desconocidos en la explotación ferroviaria. El mayor número de los estudios realizados estaban enfocados al estudio de la generación de ruido y vibraciones producidos por los trenes de Alta Velocidad y sus efectos en las edificaciones cercanas (Esveld, 1989, 1996, 1998 y 2002; Arnold y Netter,

1997; Ditzel et al., 1999; De Grande y Lombaert, 2000; De Grande y Schillemans, 2001; Herrmann, 2001; Hiensch, 2001; Andersen et al., 2002). Una detallada revisión de los últimos trabajos en este campo puede seguirse en Hung y Yang (2001).

Otros autores han estudiado las deformaciones producidas en la vía por cavidades existentes bajo ella, cuestión de gran actualidad en algunas de las zonas de la LAV Madrid-Lérida (González et al., 2001; Alexiew et al., 2002;); la respuesta de los distintos tipos de sujeciones de carril utilizados en la vía (de Man y Esveld, 2000 y 2001); los efectos dinámicos de la circulación de los trenes de Alta Velocidad en viaductos y puentes ferroviarios (Fryba, 1996; Maeck et al., 2000; James y Karoumi, 2001; González et al., 2002; Domínguez et al., 2002; Goicolea et al., 2002;); la modificación de los parámetros de diseño de las LAV mediante la utilización de nuevos tipos de vía para aprovechar corredores existentes en zonas urbanas densamente pobladas (Eisenmann, 2001); los daños aparecidos en carriles y ruedas debidos a los fenómenos de cavitación y fricción a altas velocidades (Ekberg et al., 2001); etc.

Debido al origen industrial del ferrocarril, la investigación en este campo, principalmente en lo correspondiente a las infraestructuras, se ha realizado de forma empírica, disponiendo medidas de control sobre fenómenos que aparecían una vez construidos y explotados los diferentes elementos y líneas férreas. Así, puede hablarse de métodos "de prueba y error", como ha quedado de manifiesto en la recientemente inaugurada LAV Madrid-Lérida. Sin embargo, existe un buen número de estudios teóricos y experimentales que han analizado algunos de estos problemas y patologías desde un punto de vista más científico, si bien con resultados desiguales (Kékesi y Kazinczy, 1998; Esveld, 2001; Grainger, 2001; Granda y Cambero, 2001; Li et al., 2003; Leykauf y Stahl, 2004). De todos los elementos que componen las líneas de ferrocarril, como ya recogieron Rodríguez y Herráiz (2003) y han mostrado las últimas experiencias mundiales, el elemento más determinante frente a la estabilidad de la vía y los trenes es el balasto. Debido a ello se han intensificado los estudios tendentes a caracterizar físicamente y modelizar numéricamente las propiedades de este elemento (Cholet et al., 2002; Gerstberger et al., 2003), habiéndose llegado a crear un grupo de trabajo en la Unión Europea (SUPERTRACK) para el estudio del balasto y el establecimiento de los límites de su utilización (Dahlberg, 2003).

Para poder comprender los fenómenos que se analizan en esta Tesis es necesario conocer, al menos de forma simplificada, los elementos de las infraestructuras ferroviarias y sus principales características constructivas. Como el objetivo principal es conocer los fenómenos asociados a la respuesta dinámica de dichas infraestructuras frente a acciones externas, como puede ser un terremoto, se parte de los estudios de generación y transmisión de ondas producidas por los trenes de alta velocidad en la vía.

Krylov et al. (2000) plantearon los efectos de desconsolidación de la plataforma ferroviaria producida por la circulación de trenes de Alta Velocidad en vías tendidas sobre suelos blandos en los que la velocidad de ondas de cizalla se situaba por debajo de la propia velocidad de los trenes. Este fenómeno enlaza directamente con los posibles efectos de un terremoto sobre las LAV, ya que de idéntica manera a como las vibraciones producidas por los trenes pueden producir deformaciones en la plataforma, balasto y vía, las producidas por un sismo (de amplitudes mayores) pueden igualmente afectar a las condiciones de seguridad de los trenes. Por otro lado, Markine y Esveld (2000) analizaron la influencia de las acciones de la maquinaria de vía durante los trabajos de consolidación y compactación del balasto sobre las condiciones de estabilidad de la vía, y observaron que dichas acciones producían una disminución de la resiliencia de la capa de balasto, fenómeno que se ha observado tras la ocurrencia de un sismo y que se analiza detalladamente en apartados posteriores.

En su estudio, Krylov y su equipo analizaron el fenómeno de generación de ondas Rayleigh producidas por la circulación de trenes de Alta Velocidad intentando explicar los problemas de desconsolidación de la plataforma de la línea Goteborg-Malmoe de los ferrocarriles suecos. El fenómeno producía el aumento de la amplitud de las vibraciones

del suelo cuando la velocidad del tren se aproximaba o superaba la velocidad crítica del sistema vía-suelo.

Estas vibraciones tienen su origen en la deflexión vertical de los carriles debido al paso de los trenes, los cuales producen ondas de flexión que se propagan a lo largo de la vía y que en su interacción con el suelo producen en éste ondas superficiales de tipo Rayleigh. Este fenómeno de la vibración del suelo fue inicialmente detectado en casos de ruido que afectaba a edificios cercanos a la vía, viéndose que éste era especialmente importante para determinados tipos de suelos, en los que se cumplía que la velocidad de las ondas Rayleigh era menor que la velocidad del tren.

Estudios más detallados llevaron a considerar que el fenómeno de la vibración del sistema vía-suelo estaba condicionado por dos velocidades críticas diferentes:

1. La velocidad de las ondas Rayleigh en el suelo.
2. La mínima velocidad de fase de las ondas de flexión de la vía (como conjunto de carril y traviesas) en vías balastadas.

Esta última es la denominada “velocidad crítica” de la vía. Fryba (1973) y Vohla (1996) analizaron este fenómeno y encontraron soluciones analíticas para las vibraciones producidas en sólidos, suelos y estructuras producidas por cargas en movimiento, en función de ondas superficiales de tipo Rayleigh.

El fenómeno puede representarse del modo siguiente: cuando la velocidad del tren supera alguna de las velocidades críticas anteriores, se produce un fenómeno equivalente a la ruptura de la barrera del sonido por parte de los aviones supersónicos. El tren de ondas generado por el movimiento del tren produce un frente de ondas que viaja a mayor velocidad que las ondas mecánicas (superficiales) en el suelo, comprimiendo el frente de ondas y produciendo una acumulación de éstas en la dirección del movimiento. Esto lleva a un aumento de la energía radiada en dicha dirección. Este proceso produce una amplificación de la vibración en la dirección del movimiento que llega a ser hasta de 10 veces la esperable, lo que lleva a problemas de cohesión de la capa de balasto y principalmente de la plataforma sobre la que se asienta ésta, produciendo la disminución de la estabilidad de la vía de forma mucho más rápida que a menores velocidades. Este fenómeno fue comprobado experimentalmente por Krylov en la línea Goteborg-Malmo del ferrocarril sueco, donde registros sobre suelos con velocidades de ondas Rayleigh por debajo de 45 m/s mostraron que incrementos en la velocidad de los trenes de 145 a 185 Km/h (de 40.2 a 50 m/s) producían aumentos en la amplificación de las vibraciones de un valor mayor de 10. Este fenómeno llevó a definir a tales trenes como trenes “Trans-Rayleigh” responsables de producir las deformaciones de la plataforma y cuyo efecto sobre los mismos trenes, en el caso de que se produjese el acoplamiento entre la vibración inducida por el tren (por la carga axial del peso del tren sobre la vía) con la vibración amplificada del suelo, provocara vibraciones de amplitud tal que llevasen al descarrilamiento del tren.

Desde el punto de vista práctico este fenómeno no puede considerarse aisladamente, ya que se requiere igualmente considerar el fenómeno de disipación de energía de las ondas en su recorrido por la vía. Esta disipación produce un amortiguamiento neto de la flexión vertical que disminuye algo el riesgo de descarrilamiento del tren antes mencionado. Sin embargo, cuando la velocidad del tren excede ambas velocidades críticas, el riesgo aún se mantiene excesivamente elevado.

La formulación analítica del fenómeno, que Krylov recogió detalladamente, consideraba la fuente de generación de las vibraciones como un tren de N coches, viajando a velocidad v sobre una vía con traviesas espaciadas un intervalo de d metros (Figura 1.3). En este modelo, los diferentes mecanismos que producían las vibraciones eran:

- La carga axial del peso del tren concentrada en los ejes y aplicada como fuerzas puntuales en las ruedas.

- Los efectos de las bridas de sujeción de los cupones de carril en vías sin barra larga soldada.
- Las irregularidades debidas a la excentricidad de las ruedas y los defectos de los carriles.
- La fuerza inducida dinámicamente por los coches sobre la vía debido a la oscilación del tren por las irregularidades conjuntas de las ruedas y la vía.

Para simplificar el problema se consideró únicamente la presión cuasiestática de la vía, modelizando ruedas y carriles como elementos ideales y perfectos. La deflexión vertical de la vía depende de la carga vertical aplicada (peso por eje del tren) y de la velocidad de ésta. Los carriles se consideraron vigas de Euler-Bernoulli de masa m_0 sobre un semiespacio con $z \geq 0$. La ecuación de movimiento del sistema viene dada por (Fryba, 1973),

$$EI \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + m_0 \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + 2m_0 \omega_b \frac{\partial w}{\partial t} + \alpha w = T \delta(x - vt) \quad (1.1)$$

donde w es la deflexión vertical, E e I el módulo de Young y el momento de inercia de superficie de la vía, ω_b la frecuencia angular del amortiguamiento del sistema, α el coeficiente de proporcionalidad de la base elástica equivalente de Winkler, T la carga vertical del tren (peso por eje), v la velocidad del tren, x es la coordenada longitudinal de la vía y $\delta(x)$ es la Delta de Dirac, que indica la aplicación de una fuerza puntual. Considerando inicialmente la ecuación homogénea de (1.1) sin carga puntual ni amortiguamiento ($T = 0$, $\omega_b = 0$) se obtiene la solución clásica de ondas armónicas.

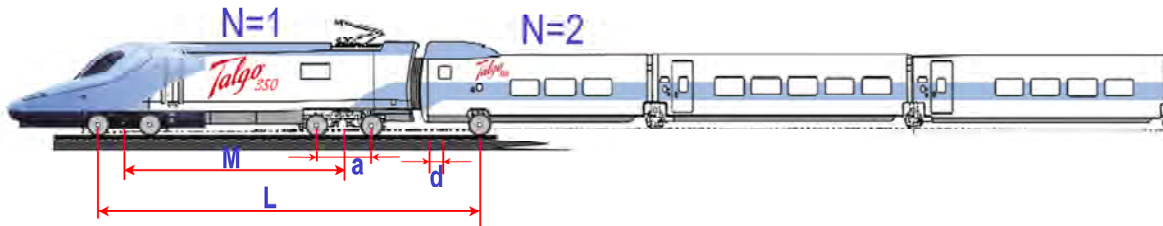


Figura 1-3. Geometría de la vía y el tren del modelo de Krylov et al. (2000) adaptado a las ramas Talgo 350 que prestan servicio en las nuevas LAV españolas.

$$w = Ae^{ikx - i\omega t} \quad (1.2)$$

Para este tipo de ondas la ecuación de dispersión viene dada por

$$\omega = \sqrt{\frac{\alpha + EI k^4}{m_0}} \quad (1.3)$$

donde k es el número de onda de las ondas de la vía y ω la frecuencia angular de la oscilación. En el caso cuasiestático (grandes longitudes de onda $k \rightarrow 0$) la frecuencia base de resonancia de la vía viene dada por

$$\omega_{tb} = \sqrt{\frac{\alpha}{m_0}} \quad (1.4)$$

Utilizando valores típicos ($m_0 = 300 \text{ kg/m}$, $EI = 4.85 \text{ MPa}$ y $\alpha = 52.6 \text{ MPa}$) Krylov obtuvo como frecuencia base de la flexión de la vía

$$F_{tb} = \frac{\omega_{tb}}{2\pi} = 67 \text{ Hz} \quad (1.5)$$

En el caso de la vía del AVE Madrid-Sevilla este valor se sitúa en $F_{AVE} = 56 \text{ Hz}$. Esta diferencia se debe a las diferentes características de las vías (diferentes masas por unidad de longitud).

La frecuencia (1.5) es la mínima frecuencia de propagación de ondas por la vía, o lo que es lo mismo, el mayor periodo permitido a las vibraciones propias (libres) de la vía.

Considerando la dependencia de la velocidad de propagación de las ondas con la frecuencia debido a la dispersión del medio, ésta puede escribirse como:

$$c = \frac{\omega}{k} \quad (1.6)$$

y sustituyendo (1.6) en (1.3), se obtiene la ecuación de dispersión del medio

$$c = \sqrt{\frac{\frac{\alpha}{k^2} + EI k^2}{m_0}} \quad (1.7)$$

que es la ecuación de la velocidad de propagación de ondas en la vía en función de las características mecánicas de ésta y del número de ondas. Si se deriva (1.7) puede calcularse el mínimo de dicha velocidad, que se obtiene para un valor de $k = \sqrt[4]{\alpha/EI}$. El correspondiente valor de la velocidad c es

$$c = \sqrt[4]{\frac{4\alpha EI}{m_0^2}} \quad (1.8)$$

Con los valores anteriormente utilizados se obtiene una $c_{\min} = 326 \text{ ms}^{-1}$ (1174 km/h). Los trenes más veloces del mundo no alcanzan los 100 m/s, sin embargo, si el suelo es muy blando, el valor de α puede ser mucho menor que el considerado y existen casos en que la velocidad de las ondas Rayleigh en el suelo se encuentra en los 60-70 m/s, e incluso menores. En este caso sí existen trenes cuya velocidad supera dichos valores (Los trenes AVE llegan a los 300 km/h=83.3 m/s). En la práctica el valor de c_{\min} se calcula a partir del valor de α expresado en términos del módulo de elasticidad del suelo. Esta velocidad crítica c_{\min} es habitualmente entre un 10-30% mayor que la velocidad de las ondas Rayleigh para el mismo suelo. Este valor corresponde al umbral de seguridad para la velocidad del tren a partir de la cual las condiciones de estabilidad de la vía y el tren pueden verse comprometidas.

Como principal consecuencia de este fenómeno y de especial interés para esta Tesis puede considerarse la posibilidad de que la incidencia de ondas mecánicas, producidas por un movimiento sísmico, exciten el sistema compuesto por los carriles y las traviesas de forma que éstos vibren a velocidades mayores que la de las ondas Rayleigh correspondientes a la plataforma sobre la que se asienta la vía. En este caso, esta vibración puede transmitirse a través de la vía, canalizándose por su propia geometría, de forma que produzca un efecto similar al de la circulación de trenes "Trans-Rayleigh". Este efecto, unido al del pandeo lateral de la vía, puede deformarla de tal modo que la circulación a través de ella pueda producir el descarrilamiento de los trenes de alta velocidad. El análisis detallado de estos fenómenos se recoge en el apartado siguiente.

Los fenómenos dinámicos asociados a las características de las vías balastadas se combinan de forma compleja con la de los diferentes elementos de las infraestructuras. Las condiciones de los elementos de la línea Madrid-Sevilla se exponen a continuación

de forma simplificada, si bien pueden seguirse detalladamente en la documentación publicada sobre ella por el Ministerio de Obras Públicas (DGITF, 1991).

1.2.2. La línea de alta velocidad Madrid-Sevilla

Previamente a presentar y analizar las diferentes estructuras y elementos de la LAV Madrid-Sevilla, es necesario definir algunos términos básicos del lenguaje ferroviario (Renfe, 1993)

- **Infraestructura:** Es el conjunto de estructuras que soportan la plataforma ferroviaria. Está formada generalmente por:

- Explanaciones.
- Terraplenes.
- Viaductos.
- Túneles.

- **Superestructura:** La constituyen los materiales que se encuentran sobre la capa de forma o plataforma y son:

- El sub-balasto y el balasto.
- Las traviesas.
- Los carriles.
- Los aparatos de vía.

- **Vía:** Estructura compuesta por dos carriles cuya inclinación y separación relativa son mantenidas por las traviesas que están apoyadas sobre una capa de balasto, de espesor variable, separada de la plataforma por una subbase.

- **Peralte:** Elevación de uno de los carriles respecto al otro con el fin de inclinar el plano de rodadura.

- **Ripado:** Desplazamiento transversal de la vía.

Como se ha indicado anteriormente, el diseño y desarrollo de las infraestructuras se ha visto modificado en los últimos años por las exigencias de los trazados necesarios para las LAV. En la figura 1.4 puede verse la diferencia existente entre el trazado de la línea Madrid-Sevilla en ancho convencional a su paso por Despeñaperros, construida en la segunda mitad del Siglo XIX, y el de la LAV Madrid-Sevilla de finales del Siglo XX.

De la figura 1.4 pueden sacarse algunas conclusiones útiles para esta Tesis: las condiciones de estabilidad de las vías que se observan en dicha figura, pese a que puedan parecer similares, en la práctica distan mucho de serlo. La vía de la izquierda lleva tendida más de 120 años, con lo que sus condiciones de estabilidad, derivadas de su respuesta a las diferentes acciones externas sufridas en ese tiempo, pueden suponerse, con cierta confianza, elevadas. La de la derecha, por el contrario, existe desde hace menos de 20 años, habiendo sufrido en torno al 16 % de las acciones externas que la anterior. Con el condicionante adicional de que su trazado no era natural y proviene de la modificación de condiciones de estabilidad preexistentes, requiriendo

al menos de un periodo de consolidación para poder comparar acciones y respuestas con la vía “histórica”. A priori no es posible establecer dichos periodos y únicamente pueden hacerse estimaciones probabilistas en función de datos estadísticos de estructuras y obras similares (González et al., 2002).



Figura 1-4. Trazados de las líneas Madrid-Sevilla en ancho convencional e internacional a su paso por Sierra Morena. Se observa que si bien los radios de la curva presentada no parecen muy diferentes sí lo es la naturaleza de la explanación realizada: en la figura de la izquierda el trazado sigue el cauce del río y el trazado de la Nacional IV, mientras que en la de la derecha se ve que dicho trazado se ha mecanizado en la roca (zona granítica en Villanueva de Córdoba), modificando de forma importante las condiciones topográficas existentes.

1.2.3. La superestructura de la vía

La vía es una estructura compuesta de diferentes elementos robustos y materiales de alta rigidez que aseguran su durabilidad durante prolongados periodos de tiempo. La función principal de la vía consiste en sostener y guiar el recorrido de los trenes sobre ella, asegurando la seguridad y fiabilidad del servicio ferroviario. La infraestructura de la vía es el conjunto de elementos que definen el trazado de la línea y que soportan el balasto, el armamento de la vía y los sistemas de alimentación, señalización y comunicaciones ferroviarias. Sus principales elementos son las explanaciones, terraplenes, túneles y viaductos o puentes. La superestructura de la vía - la vía definida técnicamente (Dahlberg, 2003) - consiste normalmente en los carriles, las traviesas, las placas de asiento, las sujeciones, el balasto, el subbalasto y la capa de forma (Figura 1.6). Los carriles sirven de apoyo y guía a las ruedas del tren, las traviesas mantienen la separación e inclinación de los carriles y el balasto permite transmitir y absorber las cargas estáticas y dinámicas producidas por los trenes, sin que se produzca la degradación incontrolada de la geometría de la vía.

La mencionada rigidez, sin embargo, acaba mostrándose como una debilidad cuando comienzan a producirse acciones de carácter dinámico por efecto de los pasos de trenes o debido a acciones externas. Dichos fenómenos pueden deberse a irregularidades en la geometría de las vías, a dilataciones diferenciales entre los materiales que soportan la vía, a oscilaciones por efecto del viento, a acciones de frenado y arranque de trenes, a las ondas de presión aerodinámica en túneles o a la ocurrencia de un movimiento sísmico, entre otras.

Cuando se considera la infraestructura de la vía, el elemento común a toda ella es la capa de balasto. En la línea Madrid-Sevilla la vía balasta ocupa cerca de 469 de los 472 Km totales. La excepción corresponde a la vía embutida en hormigón en los estacionamientos de Madrid-Puerta de Atocha, Córdoba y Sevilla-Santa Justa (Figura 1.5).

Ya se ha comentado que el elemento más determinante en cuanto a la respuesta dinámica de la vía es el balasto. Técnicamente, el balasto es la capa de material mineral más superficial de la vía, sobre la que se asientan directamente el conjunto de las traviesas y carriles, formado por un agregado mineral de trozos de rocas de tamaños y características geológicas y mecánicas determinadas. Las distintas administraciones ferroviarias establecen sus propias especificaciones, con lo que existen gran número de tipos y clases de balasto (Renfe, 2002). Tradicionalmente, los principales factores que influían en la elección del balasto eran los económicos y los de disponibilidad del mismo. Así, se encuentra balasto compuesto por rocas magmáticas (granitos), sedimentarias (areniscas) o metamórficas (cuarcitas y mármoles). El requisito común de todas ellas es que sean rocas no cohesivas para evitar su agregación con el tiempo.



Figura 1-5. Principales tipos de vía: la imagen de la izquierda corresponde al túnel del Valle de la línea Madrid-Sevilla, con la habitual vía balastada; la central a vía con traviesas embutidas en losa de hormigón en la estación de Madrid Puerta de Atocha; la de la derecha corresponde a un tramo de vía embutida en hormigón en el tramo piloto Olmedo-Medina del Campo del GIF (Gestor de Infraestructuras Ferroviarias).

La función general del balasto es sujetar la vía frente a los esfuerzos verticales, transversales y longitudinales producidos por la circulación de los trenes y el resto de acciones externas que actúan sobre la vía, así como los propios esfuerzos producidos en ella, tales como las dilataciones/contracciones debidas a cambios de temperatura. En vías convencionales, esta capa tiene un espesor del orden de 0.3 metros, siendo éstos mayores en los extremos de las traviesas como refuerzo frente a los esfuerzos transversales. En la línea Madrid-Sevilla estos espesores se establecieron en 0.5 metros (Higuera, 1992). En detalle las funciones de la capa de balasto son:

- a) Limitar el movimiento de la vía debido a los esfuerzos producidos por el paso de trenes.
- b) Repartir la carga vertical del peso de los trenes sobre la infraestructura (el elemento estructural subyacente). En el caso de suelo explanado para evitar el asentamiento permanente de éste que produciría deformaciones en la vía.
- c) Proporcionar la adecuada resiliencia ante las cargas dinámicas (Gordon, 1999; CIMNE, 2000).
- d) Facilitar las labores de mantenimiento y sustitución de elementos de la vía (carriles, traviesas, desvíos, etc.).
- e) Proporcionar el adecuado drenaje a la vía considerando el drenaje inmediato que afecta a los sistemas de detección de tren de los sistemas de señalización ferroviaria.
- f) Disminuir las tensiones mecánicas producidas por la dilatación térmica de los elementos metálicos de la vía.
- g) Retrasar la aparición de vegetación y disminuir la degradación de la vía por depósitos de materiales sedimentados por el agua o el viento.

A pesar de que existen otros sistemas que permiten conseguir objetivos similares, mejorando incluso el comportamiento dinámico de la vía balastada y que ya han sido probados en algunas LAV su coste es muy superior y su uso es hasta el momento muy restringido.

Otro elemento que conforma la superestructura de vía es el subbalasto, capa de materiales similares al balasto aunque de granulometría menor que se tiende bajo éste y que incluye arenas de diverso tipo. Esta capa sirve de transición entre la superior de balasto y la correspondiente a la plataforma, de manera que evita que los materiales de ésta contaminen el balasto. El material arenoso utilizado debe tener apropiadas propiedades que permitan el drenaje continuado del agua de las precipitaciones (evitar la erosión de la plataforma y los asentamientos producidos por el transporte del material). El drenaje, por otro lado, reduce los problemas derivados de la congelación de la vía y las posibles deformaciones asociadas.

Descendiendo en la estructura vertical de la vía (Figura 1.6) se encuentra la capa de forma, capa de material granular, principalmente arenoso, que define geométrica y topográficamente el trazado de la vía. Habitualmente se tiende sobre las explanaciones, las obras de tierra y, en contadas ocasiones, en túneles. Esta capa se establece como un elemento muy vulnerable frente a acciones externas, ya que no se dispone de sistemas de mantenimiento y control sistemático de su estado. Ya ha sido comentado alguno de los problemas que la circulación de trenes de alta velocidad ha producido en esta capa y que dependen fuertemente del conjunto de elementos que componen la vía.

En la actualidad, no existe una formulación analítica cerrada que permita conocer los asentamientos del balasto y la plataforma ni la degradación de estas capas, y el planteamiento más extendido es considerar estos asentamientos a partir del número de ciclos de carga y la magnitud de ésta. Existen modelos que representan de forma separada el asentamiento de la capa de balasto a partir de un número determinado de ciclos de carga. Considerando el asentamiento como consecuencia del fenómeno de la densificación del balasto, si se parte de un estado de compresión nula (carga nula), puede definirse:

$$\varepsilon = \varepsilon_1(1 + C \log(N)) \quad (1.9)$$

donde ε es la deformación permanente total, ε_1 es la correspondiente al primer ciclo de carga, C una constante adimensional que representa la tasa de aumento de deformación por ciclo de carga y N el número de ciclos de carga. En este modelo se suponen ciclos de carga iguales. Un modelo similar asume modificaciones de dicha carga a partir de la superposición de las deformaciones asociadas a cada una de ellas. Estas leyes logarítmicas representan la deformación de la capa de balasto durante cortos periodos de carga, pero subestiman de forma importante la deformación a largo plazo. Así, un modelo que representa adecuadamente el asentamiento de la vía para ciclos de carga de larga duración (del orden de 10^6 ciclos) viene dado por

$$y = K_1 N^{0.2} + K_2 N \quad (1.10)$$

donde K_1 y K_2 se eligen de modo que el término lineal comienza a tener influencia para valores de $N > 10^6$. Finalmente, considerando que el factor que más influye en el asentamiento de la vía es la carga axial debida al peso de los trenes y que ésta varía fuertemente con la velocidad del tren, es posible representar la carga equivalente de trenes con distribución no homogénea de carga o bien a trenes de carga constante circulando a velocidad variables a partir de

$$F_{eq} = \frac{1}{N} \left(\sum_{i=1}^N F_i^5 \right)^{0.2} \quad (1.11)$$

Ya que las prestaciones iniciales de cualquier vía cambian en función de causas externas que producen cambios en sus condiciones físicas, la mejor forma de controlar dichos cambios es a través de revisiones periódicas en ciclos de mantenimiento que se establecen gracias al conocimiento de la experiencia pasada. Considerando que las revisiones de los trenes se realizan en talleres situados en bases de mantenimiento repartidas en los principales centros ferroviarios, puede decirse que los trenes reciben un mantenimiento “centralizado”. Sin embargo, este tipo de revisión no puede llevarse a cabo con la infraestructura. Para ésta, se realizan programas de control a través de registros de trenes auscultadores que estudian la respuesta de un vehículo de características conocidas en su recorrido por los trayectos a analizar. A través de la interacción tren-vía, se determina el estado geométrico de ésta y se compara con los valores de referencia de la línea. Como se ha indicado anteriormente, los límites de algunos de estos parámetros, tales como la alineación transversal de la vía, son de unos pocos milímetros cuando se considera la geometría de las LAV. La deformación de la vía puede producirse por la acción del paso de los trenes y/o acciones externas asociadas a la propia infraestructura. En los últimos años (Hung y Yang, 2001) se ha estudiado ampliamente el fenómeno de interacción tren/vía asociada a la generación de ruido y vibraciones en LAV en entornos urbanos. Este estudio ha partido de la necesidad de modelizar el fenómeno de transmisión de ondas de la vía al medio circundante utilizando las mejores herramientas disponibles. En el caso de esta Tesis el problema es inverso: se pretende determinar la respuesta de la vía frente a la incidencia de las vibraciones del suelo, las estructuras y los diferentes elementos de las infraestructuras (Rodríguez y Herráiz, 2001).

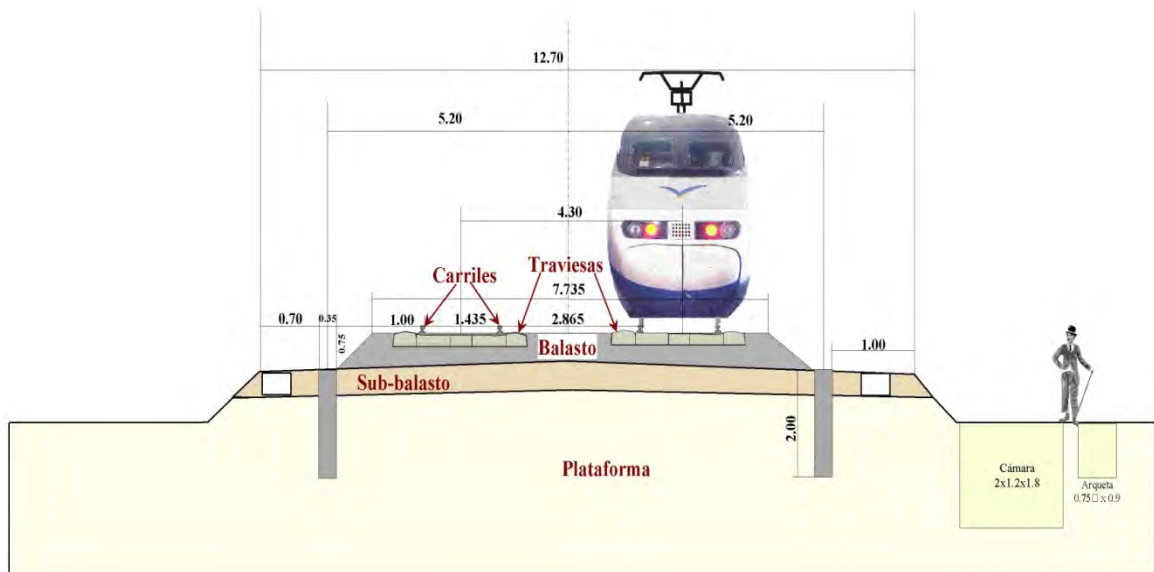
Estas vibraciones pueden dividirse en dos grupos principales: las de alta frecuencia, por encima de 20 Hz, que producen disconfort en los pasajeros y emisión de ruido hacia el entorno, y las de baja frecuencia ($f < 20$ Hz) que afectan directamente a la estabilidad y seguridad de las circulaciones (Fryba, 1973). El análisis de estos fenómenos puede hacerse a partir de dos técnicas principales: el análisis en el dominio del tiempo y en el de la frecuencia. De este modo el problema coincide totalmente con el estudio de cualquier problema sísmico de propagación de ondas.

En el dominio de la frecuencia se requiere tener conocimiento de la receptancia de la vía, vertical y transversal, en cada punto de ésta donde se aplique la carga axial del peso del tren. Los modelos teóricos representan casos de vías sometidas a cargas estáticas armónicas (Krylov et al., 2000). En el dominio del tiempo se registra una variable cinemática (habitualmente la aceleración del vehículo auscultador) y se integra numéricamente para calcular la velocidad y el desplazamiento de la vía. Así se asume que la deflexión vertical de la vía es la misma sentida por las ruedas del vehículo en cada punto de ésta, incluyendo las fuerzas rueda-carril.

En los modelos teóricos, la vía puede modelizarse mediante programas de elementos finitos y realizar un análisis modal o bien estudiar el comportamiento a partir de modelos de cargas definidas. Este tipo de análisis suele hacerse empleando modelos lineales; la deflexión final se calcula por superposición modal. Los fenómenos no-lineales se incluyen como cargas puntuales adicionales en función de la relación fuerza/desplazamiento de la vía.

Para disponer de valores de referencia de deformación de la vía con los que comparar los medidos experimentalmente a partir de los daños en vías de ferrocarril ocurridos en terremotos, se ha modelizado la vía existente en la LAV Madrid-Sevilla y se ha realizado un análisis modal de la misma. Para ello se ha utilizado el programa de elementos finitos Femlab 2.1 (Comsol Inc.) utilizando los valores geométricos y físicos de los elementos de la vía (carriles y traviesas). En la figura 1.7 pueden verse los 6 primeros modos de vibración de la vía, indicándose los valores máximos de desplazamiento en cada uno de ellos. Estos valores se encuentran fuera de los límites permisibles para la geometría de la vía de la LAV Madrid-Sevilla, como puede comprobarse comparando con los

correspondientes a la recepción de dicha vía para su puesta en explotación en abril de 1992, recogidos en la Tabla 1.2. En el apartado siguiente se analizan las consecuencias de estas deformaciones para la circulación de los trenes AVE a la velocidad máxima.



EXTENDIDO DE CAPA DE FORMA SOBRE TEJIDO ANTICONTAMINANTE



PRIMERA CAPA DE BALASTO (CON EXTENDEDOR)

Figura 1-6. Esquema de la estructura transversal de la plataforma ferroviaria de la LAV Madrid-Sevilla, con los principales elementos de la superestructura de la vía y sus dimensiones (Rodríguez y Herráiz, 2003). Trabajos de tendidos de la capa de forma y del balasto en la LAV Madrid-Sevilla (DGITF, 1991).

En este análisis no se incluye la capa de balasto, debido a la dificultad de establecer las propiedades físicas de este agregado mineral. Así, se requiere información experimental que permita asignar valores representativos con el fin de obtener resultados realistas. Rodríguez y Herráiz (2003) obtuvieron valores promedio de las funciones de transferencia de la capa de balasto por efecto del paso de trenes de alta velocidad, estudio que se amplía y completa en esta Tesis y que se recoge en los capítulos siguientes.

VALORES LÍMITE PARA LA ACEPTACIÓN DE LA VÍA DE LA LAV MADRID-SEVILLA			
Magnitud medida	Valor límite (recepción)	Observaciones	Valor límite (calidad)
Nivelación longitudinal	+10 mm / -20 mm	Desviaciones de la posición teórica en la línea de postes de catenaria enfrentados	6 mm
	10 mm	Diferencia en valor absoluto entre postes contiguos	
	3 mm	Valor absoluto de la diferencia medida cada 5 metros	
Alineación	10 mm	Desviaciones de la posición teórica, en valor absoluto, en línea de postes de catenaria enfrentados	6 mm
	3 mm	Diferencia cada 5 metros, en valor absoluto, medida con cuerda de 20 metros avanzando de 5 en 5 m.	
Peralte	±2 mm	Medida cada 5 metros	
Ancho de vía	-3 mm	Se comprobará la posición a escuadra cuando el ancho sea inferior a 1.435 mm. (ancho UIC)	± 3 mm
Apriete de sujeciones	-20Nm /+30Nm	Se comprobará que la parte central del bucle apoya en la placa con una fuerza de 230 Nm	
Distribución de traviesas	±30 mm aisladamente +50 mm excepcionalmente	En una longitud de 36 metros se comprobará la existencia de 60 traviesas, con tolerancia de ±30 mm.	
Soldaduras	+0.3 mm / -0.2 mm Superficie de soldadura	Medida con regla de 1 metro de longitud	
	Borde activo: 0.3 mm hacia fuera 0.0 mm hacia dentro		

Tabla 1-2. Valores de los principales parámetros geométricos de la vía aplicados en la recepción de la LAV Madrid-Sevilla (adaptados de Higuera, 1992). Se ha añadido una cuarta columna en la que se recogen los valores mínimos de calidad que aseguran el adecuado confort de los viajeros en los trenes de alta velocidad.

Como se ha indicado antes, el balasto debe ser capaz de soportar las cargas del tráfico ferroviario durante numerosos ciclos de carga, así como las vibraciones derivadas de éstos en un amplio rango de frecuencias y amplitudes, las variaciones de temperatura y humedad por efectos de la climatología y algunas otras causas externas, siendo o no esperables. Para ello, debe satisfacer al menos las condiciones siguientes:

1. Ser suficientemente resistente a las fracturas y al desgaste por fricción entre las partículas del balasto.
2. Tener una densidad suficientemente alta para aportar la masa inercial, para un volumen dado, que compense las fuerzas laterales producidas por las traviesas como reacción al empuje de la marcha del tren.
3. Ser resistente a las condiciones climatológicas (no verse afectado por fracturas por ciclos de calentamiento y enfriamiento ni fractura por congelación del agua intersticial en el material) ni acidificación por lavado de componentes por disolución.
4. Poder conformarse en partículas de caras angulares y similares tamaños para aportar la fricción necesaria que asegure la resistencia mecánica.

Las dificultades antes indicadas para asignar teóricamente propiedades físicas coherentes al balasto han llevado a que la única solución útil para establecer valores de referencia realista pase por realizar estudios experimentales y ensayos de laboratorio que cuantifiquen algunos de los parámetros requeridos para la modelización de los fenómenos.

Se han realizado estudios a escala 1/3 para el cálculo de la respuesta para cargas verticales de trenes de alta velocidad TGV, así como pruebas de células triaxiales de balasto con varias acciones de carga (carga monotónica, carga cuasiestática, carga cíclica con amplitud constante, carga cíclica con amplitud variable, pruebas de cizalla, etc.) de forma similar a los ensayos sísmicos de suelos y estructuras. De las formulaciones matemáticas de comportamiento del material, a través de ecuaciones materiales o de estado, las más importantes, en cuanto a sus resultados, son aquellas que definen las propiedades resilientes del material y la evolución de la deformación permanente como función del nivel de esfuerzos, la evolución de las tensiones y el grado de compactación del material.

Varios ensayos experimentales han aportado información importante acerca del comportamiento viscoelástico y viscoplástico del balasto frente a cargas cíclicas lo que ha permitido formular ecuaciones constitutivas a partir de análisis numérico. Modelos de elementos finitos han aportado valores adecuados de asentamientos a largo plazo en plataformas ferroviarias sometidas a cargas cíclicas. Sin embargo, pese a existir numerosos estudios acerca de los efectos de cargas cíclicas (Dahlberg, 2003) sobre balasto y plataformas, los efectos de la relación entre ellos -interacción de cargas cíclicas en capas de balasto sobre estructuras de suelo no cohesivas que lo soportan- aún no son bien conocidos.

1.2.3.1. La infraestructura de la línea

La infraestructura de la LAV Madrid-Sevilla fue la primera de su tipo en diseñarse y construirse en España. En algunos casos, diferentes elementos fueron diseñados específicamente para esta línea, así como algunos de los métodos de construcción, desarrollados al efecto (DGITF, 1991; Higuera, 1992; Sánchez Doblado, 1992).

La definición del trazado de una LAV se basa en dos elementos principales, la orografía y topografía del terreno y la complejidad y coste de la modificación de éstas a través de las obras de fábrica y de tierra que permitan tender la vía sobre la geometría definida tanto en planta como en alzado. Para salvar los diferentes accidentes geográficos

(valles, montañas, ríos, etc.) se construyen elementos estructurales que permiten cumplir con los requisitos de radios de curva y pendientes máximas aceptables para la velocidad máxima de explotación de la línea y para la potencia máxima disponible para los trenes, respectivamente. Estos elementos se dividen, en una primera clasificación, en obras de tierra y obras de fábrica. Las primeras corresponden a las explanaciones, trincheras, taludes y terraplenes y pedraplenes, mientras que las segundas son principalmente los viaductos y túneles. Los principales condicionantes a tener en cuenta en el estudio de las posibles alternativas de diseño pueden considerarse: la amplitud de los valles, las pendientes de las laderas, las características de las zonas de aguas, la calidad de los terrenos y la dificultad de acceso a las diferentes zonas del trazado. Así en función de la influencia de cada uno de estos factores han de definirse las correspondientes soluciones cuyas características principales se recogen a continuación.

Las obras de tierra modifican la superficie del terreno mediante la mecanización y retirada de material de la superficie o por el aporte de materiales granulares (terraplenes) o rocosos (pedraplenes) para el relleno de vaguadas y valles. Esto implica una modificación importante de la superficie del terreno y por tanto de las condiciones de estabilidad geológica y topográfica establecida a lo largo de dilatados periodos de tiempo. Para la restitución de dicha estabilidad se requiere, para algunas de las estructuras, de largos periodos de tiempo de precarga que permiten la adecuada compactación de los materiales granulares de los terraplenes. En la figura 1.8 pueden verse los datos correspondientes a los movimientos de tierras del tramo Getafe-Córdoba, ejecutado por el Ministerio de Transportes, Turismo y Comunicaciones, en los que se recogen los volúmenes de tierras correspondientes a desmontes y terraplenes por kilómetro de línea, siendo el volumen total de 38 y 28 millones de m³, respectivamente, para ambos tipos de obras. Igualmente en dicha figura se muestra el esquema de un terraplén (o pedraplén), con los diferentes elementos que lo definen, tales como inclinación (relación H/V), altura, tipo de cimiento, drenajes, distribución de bermas de seguridad, etc.

En cuanto a las obras de fábricas, considerando los viaductos y túneles, se construyeron 28 de los primeros y 15 de los segundos con unas longitudes totales de 5.861 m, para viaductos de más de 50 metros de longitud (18 en total) y 15.059 metros para el total de los túneles.

En el caso de los viaductos, la elección de las diferentes tipologías se realizó considerando principalmente el tipo de cimentación, la modulación de los vanos, el tipo de tablero (isostático o hiperestático), el proceso de construcción y las características de las laderas. En cada caso se eligió el tipo de estructura que resolvía el problema con la solución estructural más económica, cumpliendo los requisitos de diseño de la línea. Así, de los 18 viaductos indicados, 8 eran isostáticos, con una longitud total de 2419 metros, y 10 hiperestáticos, con 3445 metros. Para el diseño y construcción de estos viaductos se aplicó la normativa existente para puentes de ferrocarril de la UIC, para obras de hormigón (EH-82 y EP-80) y la Norma sismorresistente PDS-1-1974. Las prescripciones más importantes, sin embargo, se establecieron al margen de la normativa en vigor y respondieron a soluciones aplicadas en la fase de ejecución de obras. La principal fue la limitación del desplazamiento longitudinal del tablero por efecto del arranque y frenado a 30 mm, prescripción adoptada en la normativa alemana. Actualmente ya existe una norma española aplicable al diseño y construcción de puentes de ferrocarril para LAV (Goicolea et al., 2002).

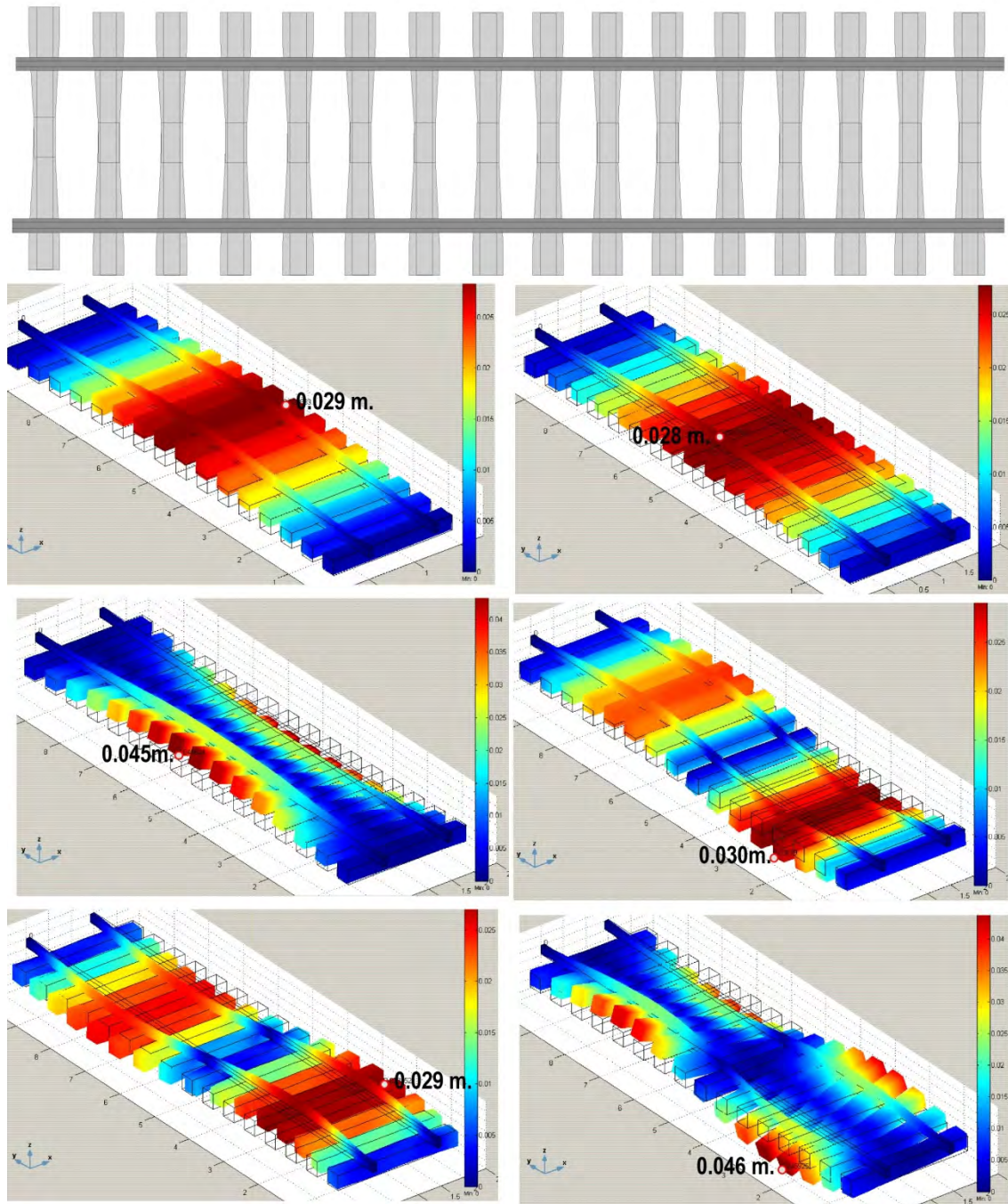


Figura 1-7. Modos normales de la vía de la LAV Madrid-Sevilla calculados para una sección de 10 metros de vía. Los valores utilizados para los elementos de dicha vía son: carriles de 60 Kg/m de acero de densidad 7800 Kg/m³ y $E=2 \cdot 10^{13}$ N/m² y traviesas de hormigón de 2.6x0.3x0.3 metros de dimensiones y 300 Kg de peso, con densidad de 2200 Kg/m³ y $E=2.06 \cdot 10^{11}$ N/m² y espaciado de 0.6 metros entre traviesas. Como era esperable el primer modo corresponde a la flexión vertical del carril, el segundo al pandeo y el tercero a la torsión, estos tres simples. Los cuarto, quinto y sexto corresponden a los segundos modos de cada uno de los movimientos mencionados. Los valores de desplazamiento oscilan entre 28 y 46 mm para la mencionada longitud de vía de 10 metros.

Rodríguez (2000) calculó analíticamente y a través de modelos simplificados en dos dimensiones mediante elementos finitos, las deformaciones y desplazamientos de dos viaductos de la línea Madrid-Sevilla (uno de cada tipología) para las acciones sísmicas

definidas en las NCSE-94, encontrando que para las características estructurales y materiales indicadas en DGITF (1991) las deformaciones de las estructuras se encontraban dentro de los límites de seguridad de los parámetros geométricos de la vía, mientras que los desplazamientos debidos a la oscilación de los viaductos dependían de forma importante de las características de los suelos sobre los que se asentaban las zapatas de las pilas. En la Tabla 1.3 se recogen las características estructurales de los viaductos modelizados, mostrándose los esquemas de las estructuras en la figura 1.9. Los resultados iniciales a partir de modelos simples en 2D, indicaron que no existía riesgo para la integridad estructural de los viaductos, siendo el principal mecanismo de desestabilización la oscilación transversal de las pilas de los viaductos con dos consecuencias principales: la primera, la acción transversal directa sobre el tren en su recorrido por el viaducto, si coincidiese la ocurrencia del sismo durante el recorrido del tren por el viaducto; y la segunda, la posible desestabilización de la vía por el desplazamiento del balasto debido a la oscilación del tablero y el posible descalzamiento de las traviesas por la fluencia lateral del mismo. Esta última consecuencia se produciría en la vía, independientemente del tipo de viaducto sobre la que se encontrase tendida.

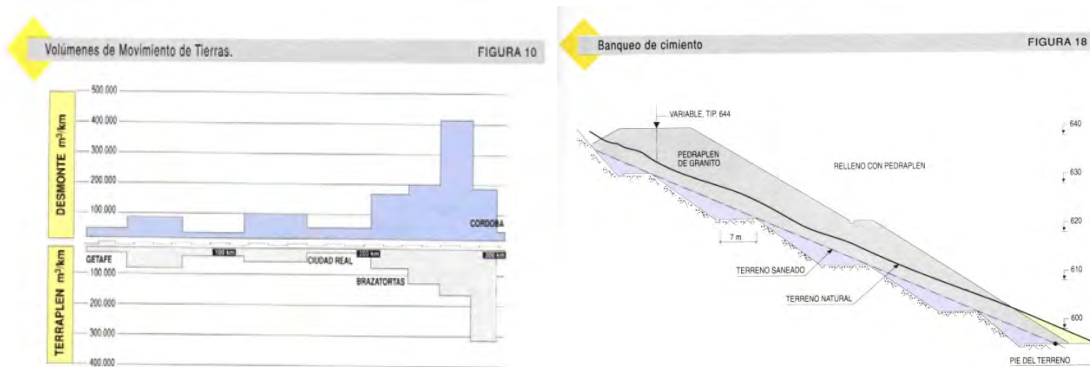


Figura 1-8. Histograma de los movimientos de tierras correspondientes al tramo Getafe-Córdoba. Como se observa, los mayores volúmenes corresponden al tramo Brazatortas-Córdoba, el más accidentado de toda la línea y en el que hubo que realizar las mayores obras tanto de tierra como de fábrica. Este fue uno de los motivos que llevaron a elegir este tramo para la campaña de registros realizada para esta Tesis. A la derecha se muestra un esquema de un pedraplén, con el perfil mecanizado y los rellenos posteriores que permitieron la construcción de la plataforma ferroviaria (la coronación de la estructura). [DGITF, 1991].

Los viaductos isostáticos consiguen la estabilidad a partir del peso de la masa inercial de los elementos estructurales, mientras que los hiperestáticos disponen de tensores metálicos tendidos longitudinalmente y que aportan resistencia longitudinal, disminuyendo la carga del tablero sobre las pilas. Así, este tipo de viaductos permite utilizar mayores alturas de pilas y de este modo salvar desniveles mayores. Obviamente, la complejidad técnica del diseño y construcción de estos últimos aumenta con respecto a los isostáticos, al igual que su coste, por lo que se reservan para los casos en que no es posible disponer de otro tipo de soluciones.

Los resultados obtenidos por Rodríguez (2000) de las frecuencias propias de oscilación de los viaductos subestimaban las frecuencias propias debido a dos motivos principales: los modelos 2D utilizados asignaban la masa de la sección de tablero correspondiente a cada vano al plano central de la pila, lo que llevaba a un aumento de la masa total del tablero y un aumento de la inercia de la estructura, y en segundo lugar, los modelos 2D no representaban adecuadamente las restricciones longitudinales de los elementos de los viaductos (las vigas doble T en el caso de los isostáticos y la rigidez de los cajones y los cables de sujeción en el de los hiperestáticos). Sin embargo, los valores de inclinación de las pilas debido a la deformación de los suelos por la presión de las zapatas y el consiguiente ángulo y arco de giro de éstas sí representan de forma simple el comportamiento transversal de las pilas.

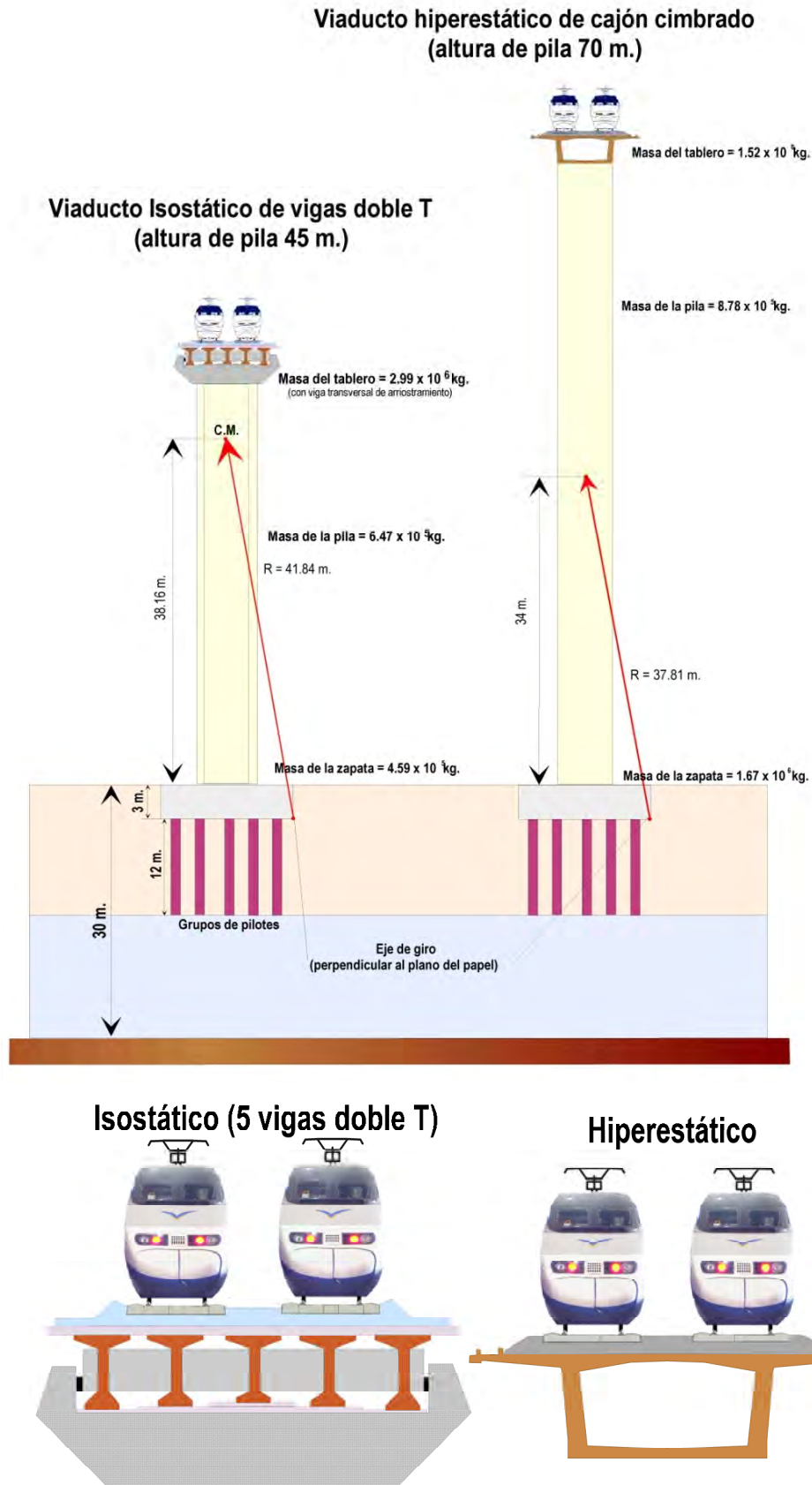


Figura 1-9. Modelos de los viaductos de la LAV Madrid-Sevilla utilizados por Rodríguez (2000) para el análisis de estabilidad de las estructuras frente a las acciones sísmicas de la NCSE-94 (0.22 g). La figura inferior muestra en detalle los tableros de ambos viaductos.

CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LOS VIADUCTOS		
	Isostático	Hiperestático
Forma	Rectangulares	Rectangulares
Dimensiones (alto x ancho x largo) (m.)	3 x 15 x 4	3.25 x 15 x 13.5
Densidad del Hormigón en kg·m⁻³	$2.55 \cdot 10^3$	$2.55 \cdot 10^3$
Módulo de Young (E) del hormigón (Pa.)	$1.76 \cdot 10^{10}$	$1.76 \cdot 10^{10}$
Módulo de Rigidez (G) del hormigón (Pa.)	$5.5 \cdot 10^9$	$5.5 \cdot 10^9$
Coeficiente de Poisson (n)	0.3	0.3
Masa de la Zapata (Kg)	$4.59 \cdot 10^5$	$1.67 \cdot 10^6$
Coordenadas del Centro de Masas (C.M.) (m.)	1.5 x 7.5	1.6 x 7.5
Momento de Inercia de la figura (M.O.I.) (Kg. m²)	$8.9 \cdot 10^6$	$3.3 \cdot 10^7$
APOYOS		
Tipo de apoyo	Pilas	Pilas
Sección tipo	Octogonal	Rectangular
Altura máxima de las pilas (m.)	45	78
Altura de cálculo de la pila (m.)	45	70
Dimensiones de las pilas (m.)	7 x 3 x 0'3	6'2 x 2'6 x 0'3
Densidad del Hormigón en kg·m⁻³	$2.55 \cdot 10^3$	$2.55 \cdot 10^3$
Módulo de Young del hormigón (MPa.)	$1.76 \cdot 10^{10}$	$1.76 \cdot 10^{10}$
Módulo de Rigidez del hormigón (MPa.)	$5.5 \cdot 10^9$	$5.5 \cdot 10^9$
Coeficiente de Poisson	0.3	0.3
Masa de la pila (kg)	$6.47 \cdot 10^5$	$8.78 \cdot 10^5$
Coordenadas del C.M. (m.)	25.5 x 7.5	38 x 7.5
M.O.I. respecto del C.M. (kg· m²)	$1.59 \cdot 10^8$	$1.75 \cdot 10^6$
TABLERO		
Tipo de tablero	Vigas doble T	Cajón cimbrado
Anchura del tablero (m.)	12.75	11.6
Altura del tablero (m.)	5.3	3.95

Luz entre apoyos (m.)	26.6	45
Módulo de Young del hormigón (MPa.)	$1.76 \cdot 10^{10}$	$1.76 \cdot 10^{10}$
Módulo de Rigidez del hormigón (MPa.)	$5.5 \cdot 10^9$	$5.5 \cdot 10^9$
Coefficiente de Poisson	0.3	0.3
Masa del Tablero (kg)	Tablero	$2.79 \cdot 10^6$
	Viga	$1.95 \cdot 10^5$
	Total	$2.99 \cdot 10^6$
Masa lineal del tablero (kg m⁻¹)	112406	33778
Masa lineal teórica del tablero (kg m⁻¹)	-	33150
Carga de las circulaciones (kg m⁻¹)	2106	2106
Carga total sobre la sección del tablero (kg)	56060	94783
Área Transversal del tablero (m².)	41.199	13.308
Coordenadas del C.M. (m.)	50 x 7.5	75 x 7.5
M.O.I. respecto del C.M. (kg· m²)	$7.2 \cdot 10^7$	$6.36 \cdot 10^7$

Tabla 1-3. Dimensiones, propiedades de los materiales y características estructurales de los viaductos de la LAV Madrid-Sevilla modelizados por Rodríguez (2000) (Figura 1.9).

Otros elementos que deben ser considerados con atención en los viaductos y túneles son las cuñas de transición que se disponen entre los diferentes elementos de la infraestructura y que, principalmente, tienden a dar continuidad a la rigidez de la vía (Armitage et al., 2002). El diseño de una vía de alta velocidad incluye un detallado estudio de estas transiciones ya que los cambios de rigidez producen acumulaciones de esfuerzos que pueden llevar a deformaciones importantes de la vía (Barcones, 1992). Normalmente, el fenómeno físico que condiciona el diseño y la construcción de estos elementos es la dilatación/contracción térmica de la vía por cambios en la temperatura ambiente (en los últimos años se han comenzado a estudiar los cambios de temperatura producidos en la vía por los frenos eléctricos de algunos trenes de alta velocidad - ICE 350 de Siemens – basados en corrientes de Foucault [Meier-Credner y Gräber, 2003]). De este modo, se conoce que un aumento de la tensión/compresión en el carril debido a la dilatación térmica puede producir el pandeo de la vía y su deformación transversal. Por otro lado, un fuerte enfriamiento puede producir fuerzas de tracción que llevan a la rotura del carril. La normativa ferroviaria existente recoge adecuadamente los parámetros de diseño para el control de estos fenómenos y define los puntos de instalación de los aparatos de dilatación de la vía -elementos donde se liberan las tensiones producidas por los fenómenos térmicos indicados- (Higuera, 1992). Los máximos esfuerzos admisibles para el carril (por encima de los cuales es necesaria la instalación de aparatos de dilatación en la LAV Madrid-Sevilla) son de 72 N/mm^2 , para compresión, y de 92 N/mm^2 , para tracción, definiéndose igualmente las distancias entre estos aparatos y sus carreras correspondientes - longitudes de los aparatos [340, 500 y 830 mm] - (Figura 1.11).

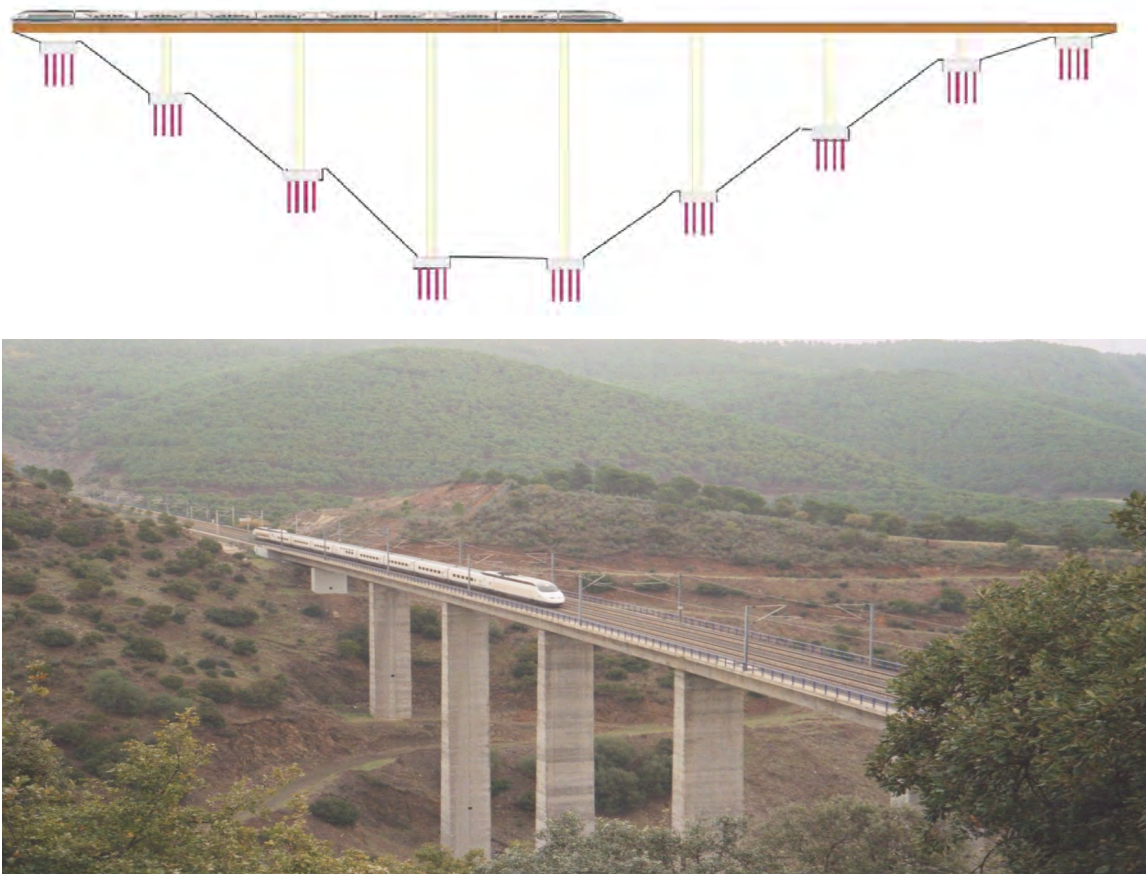


Figura 1-10. Diagrama del viaducto de Martíndientes utilizado durante la campaña de registro e imagen del paso de una rama AVE durante los trabajos de campo de esta Tesis. La altura máxima de las pilas de los viaductos de la línea Madrid-Sevilla corresponde a la 5ª pila de este viaducto, con 78 metros sobre la zapata.

Además, hay que considerar que existen otros elementos, ampliamente instalados en todas las líneas de ferrocarril y con especial consideración en las LAV, que modifican de forma importante la rigidez de la vía: los desvíos. El desvío es el aparato de vía que permite el paso de vehículos ferroviarios de una vía a otra sin interrumpir su marcha (Sánchez Doblado, 1992). Los montados en la LAV Madrid-Sevilla se diseñaron específicamente para ella y sus características fueron pioneras en el ferrocarril español. La figura 1.12 muestra un desvío de dicha línea, observándose la modificación del trazado de la vía que representa su montaje. Sus principales características pueden resumirse en velocidades de paso por vía directa y desviada de 300 y 160 Km/h, respectivamente, y radios de curvatura de 10.000 metros.

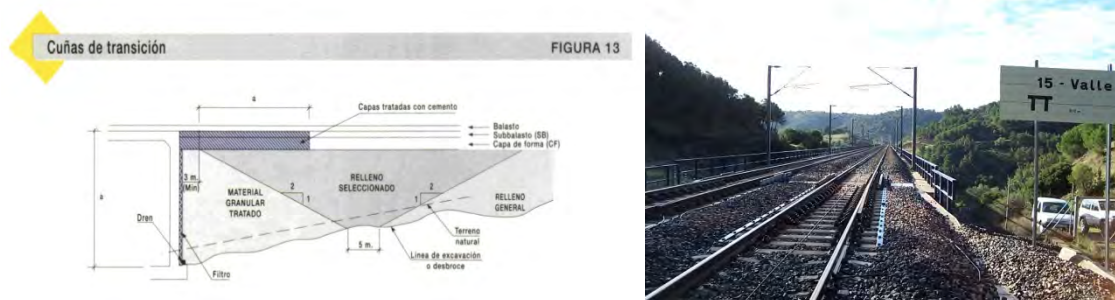


Figura 1-11. Esquema de las cuñas de transición instaladas en los estribos de los viaductos de la LAV Madrid-Sevilla (DGITF, 1991) y aparato de dilatación instalado en el estribo norte del viaducto del Valle.

Considerando los túneles, un primer análisis tanto desde el punto de vista teórico como práctico (Kiyomiya, 1995) muestra que son, con diferencia, los elementos de las infraestructuras más estables frente a todo tipo de acciones, tanto estáticas como dinámicas, y los que igualmente muestran menor vulnerabilidad frente a la acción de un sismo. Esto es consecuencia directa del propio diseño y construcción de este tipo de estructuras: su cálculo incluye los esfuerzos debidos al material que debe ser soportado por el sostenimiento interior del túnel y su geometría transversal se diseña de acuerdo al tipo de roca (o suelo), superficie a vaciar y la propia geología del macizo (González et al., 2002). De igual modo, el trazado longitudinal del túnel suele definirse a partir de la información geológica y geofísica de sondeos. Finalmente, la propia normativa y buena práctica de la ingeniería, hacen que en el diseño de estas estructuras se consideren desde el primer momento criterios de seguridad encaminados a evitar y/o minimizar los efectos de incidentes producidos en su interior, así como criterios de confort, que tratan de disminuir la influencia de las ondas de presión producidas por la circulación de trenes de alta velocidad en su interior (Lozano, 2000). Es interesante indicar que los túneles disponen de un sistema de control de desprendimientos en los emboquillados de tal forma que en el caso de caída de rocas por efecto de un sismo, éste sería detectado indirectamente (Figura 1.13). Por lo expuesto, se entiende que los elementos más vulnerables de estas estructuras son los emboquillados y las cuñas de transición de enlace con la solera de los túneles, puntos en los que se producen cambios rápidos de rigidez que afectan a la respuesta dinámica y a la acumulación de esfuerzos por fenómenos de propagación de ondas mecánicas, de forma similar a lo ya indicado para los viaductos.



Figura 1-12. Imagen del montaje en taller de un desvío de la línea Madrid-Sevilla. Sus principales características técnicas son: Velocidad de 160 Km/h por vía desviada, máxima aceleración transversal de 0.493 m/s², longitud total de 145'656 m y 11 accionamientos eléctricos (ocho para el desvío y 3 para el corazón móvil). La imagen de la derecha muestra un escape (doble desvío) instalado en vía, siendo su longitud total de cerca de 300 metros (Sánchez Doblado, 1992).



Figura 1-13. Emboquillado en la boca sur del túnel de Piedras Blancas y detalle del sistema de detección de desprendimientos de la boca sur del túnel de Los Caños.

1.3. EFECTOS SÍSMICOS SOBRE EL FERROCARRIL

Desde hace tiempo se conocen los diversos efectos que los movimientos sísmicos tienen sobre los diferentes elementos del ferrocarril (Figura 1.14). Hasta el comienzo de las LAV en Japón en 1964, las principales repercusiones de los daños debidos a sismos sobre el ferrocarril eran económicas ya que los daños asociados a pérdidas de vidas humanas no eran elevados. Esto se debía a que los efectos directos sobre los trenes eran limitados y los daños más importantes se debían a los producidos por los descarrilamientos, ocasionados a su vez por daños en las vías y en los elementos de las infraestructuras en general. Las velocidades de circulación de los trenes eran lo suficientemente bajas como para hacer que los daños asociados a descarrilamientos debidos a efecto de los sismos fuesen similares a los ocasionados por descarrilamientos producidos por otras causas. Sin embargo, el aumento de las velocidades de los trenes de alta velocidad produjo que daños causados en las vías, del orden de algunos centímetros, tuviesen graves consecuencias para la estabilidad de los trenes. Por otro lado, estos trenes de alta velocidad, más vulnerables a los efectos de los sismos, transportaban exclusivamente viajeros, lo que derivó en que la probabilidad de daños a las personas en este tipo de ferrocarril aumentase de forma importante. La conjunción de las LAV y la sismicidad inherente al territorio japonés llevó a la necesidad de profundizar en el estudio de su interrelación. Así, se creó dentro de la institución responsable de la investigación en el ferrocarril, el Railway Technical Research Institute (RTRI), un departamento específico para el análisis del riesgo sísmico del ferrocarril (Earthquake Disaster Prevention Department). A esta institución se deben, en gran medida, los numerosos estudios teóricos y prácticos desarrollados acerca de los efectos de los sismos sobre las líneas de ferrocarril. Como principal logro de estas investigaciones hay que destacar el sistema de control sísmico del ferrocarril japonés, el primero del mundo, que se presentará detalladamente en el Capítulo 5.

Miura (1996) analizó los daños sufridos en diferentes líneas del ferrocarril japonés en el terremoto de Kobe y definió cinco tipos de deformaciones que obedecían a diferentes procesos mecánicos:

- a) Deformaciones de la vía debidas a daños en la plataforma y el suelo bajo ésta.
- b) Deformaciones de la vía debidas a daños o colapsos de estructuras.
- c) Movimientos relativos entre estructuras adyacentes (giros y desplazamientos).
- d) Ondulaciones en la vía debidas al asentamiento diferencial entre plataforma y puentes.
- e) Pandeo de la vía sin daños a estructuras.

Rodríguez y Herráiz (2001) estudiaron el fenómeno, considerando tres tipos de acciones principales asociadas a procesos físicos diferenciados, como base para la definición de un sistema de control sísmico de aplicación en el ferrocarril español:

- 1) Acción directa del movimiento sísmico sobre el tren, considerando una conexión rígida entre la vía y el movimiento del suelo y la transferencia del movimiento del carril al tren.
- 2) Deformación transversal de la vía, por efecto del pandeo de los carriles, considerando tanto el régimen elástico, con el resultado final de deformación nula, como la deformación permanente consecuencia del comportamiento plástico del suelo y los carriles.
- 3) Oscilación transversal de los viaductos por efecto de la interacción suelo-estructura y su contribución a la inclinación y aceleración de la plataforma y los trenes.

Existe una correlación directa entre ambas clasificaciones, si bien la correspondiente a Miura es más detallada como consecuencia de la mayor experiencia y necesidad de particularizar los tipos de daños, conforme al inventario de elementos y vulnerabilidades establecidos en el ferrocarril japonés (Nakamura, 1996). Los casos a), b) y d) de la clasificación de Miura corresponden a los daños de tipo 2) de Rodríguez y Herráiz e igualmente los c) y e) a los 3) y 1) respectivamente.

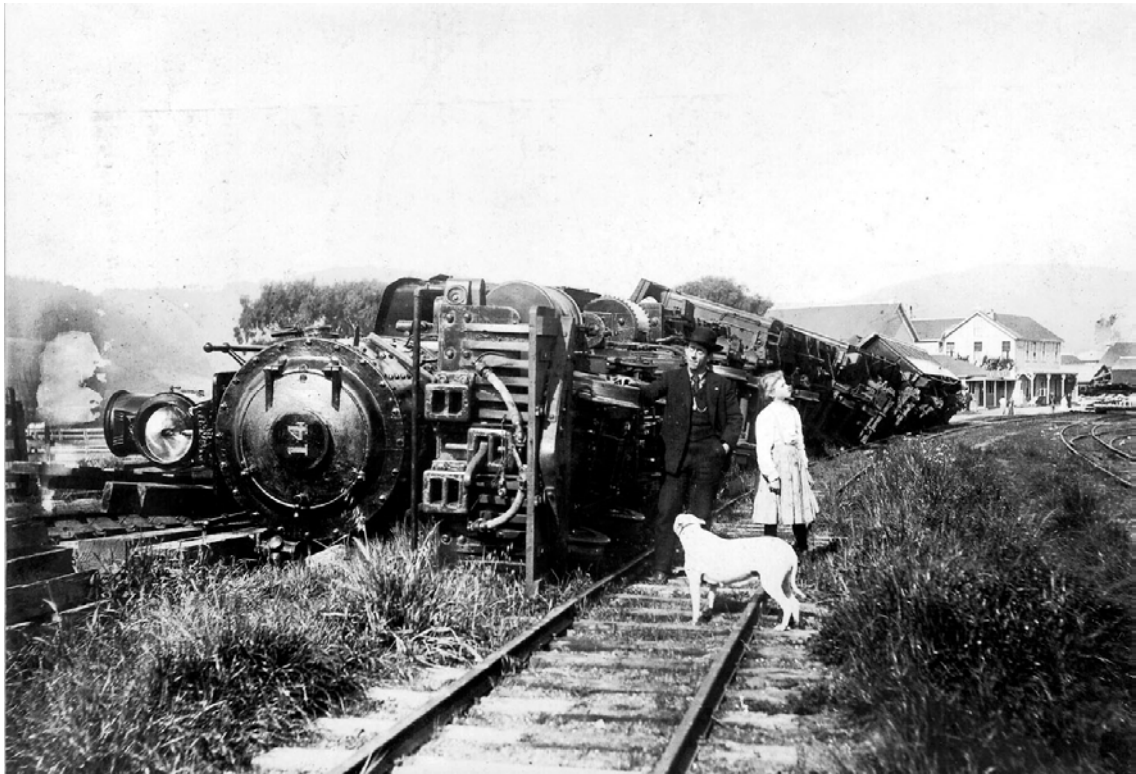


Figura 1-14. Imagen del vuelco de un tren producido por el terremoto de San Francisco de 1906 (Anooshehpour et al., 1999)

Para el objeto de esta Tesis se seguirá el criterio establecido por Rodríguez y Herráiz, ya que según los procesos de deformación considerados por Miura, éstos se adecúan a la clasificación antes citada. En detalle, los resultados de dicho análisis establecían que los daños tipos a) y b) podían prevenirse reforzando las estructuras y elementos de la infraestructura para aumentar su resistencia, mientras que los tipos c) y e) tendrían lugar aún en ausencia de daños en estructuras, con lo que el único medio de prevenirlas sería disponer de sistemas de detección y control sísmico. Por último, los daños de tipo d) son combinación de los cuatro casos anteriores. Miura realizó estudios numéricos y ensayos experimentales a escala real con diferentes tipologías de vías para determinar

las longitudes de onda de las deformaciones y los límites de la velocidad de los trenes para recorrerlas con seguridad.

1.3.1. Interacción directa tren-vía

El primer paso para estudiar el fenómeno de la interacción tren-vía es establecer un sistema de coordenadas adecuado que permita representar las diferentes fuerzas actuantes sobre la vía y los trenes. Partiendo de una geometría de vía plana, sin peralte, y con un trazado recto (Figura 1.15) se define un sistema de referencia ligado al tren formado por el eje que une cada uno de los carriles con el Centro de Masas (CM) del tren y un eje perpendicular a éste, tangente a la circunferencia formada por la trayectoria del CM en su giro alrededor de cualquiera de los dos carriles. Para considerar todas las posibles geometrías de la vía se realiza un giro a este sistema, que dependen de la orientación del plano de la vía. El ángulo de giro ε es el ángulo que forma la dirección horizontal y la del radio vector del CM respecto de los carriles. Este ángulo (1.12) es la suma del ángulo formado por el vector del CM en la condición de reposo α , más el ángulo del peralte de la vía en los trazados en curva $\alpha_{peralte}$, más el ángulo de deformación total de la superestructura de vía $\alpha_{deformación}$, considerando la deformación del elemento estructural (viaducto, terraplén, etc.) junto con la correspondiente a la capa de balasto.

$$\varepsilon = \alpha + \alpha_{peralte} \pm \alpha_{deformación} \quad (1.12)$$

El ángulo α se calcula a partir del radio R, radio de la circunferencia con centro en los carriles y que define la trayectoria del giro del CM por efecto de las diferentes fuerzas actuantes sobre el tren. Este radio R depende del ancho de la rodadura (fija para toda la línea e igual a 1'435 m.) y de la altura del CM sobre el plano de los carriles. A su vez, esta altura depende del tipo de tren y de la distribución de masas a lo largo de éste. Así, se puede expresar el ángulo α como

$$\alpha = \arctg \frac{h}{l} \quad (1.13)$$

donde h es la altura del CM y l la mitad del ancho de rodadura.

En la figura 1.15 se muestran los valores correspondientes a las ramas AVE que prestan servicio en la línea Madrid-Sevilla. Indicar que en los trenes que circulan por la línea Madrid-Sevilla existen dos tipos de distribuciones, la correspondiente a las mencionadas ramas AVE y las de los Talgo 200. Sus principales diferencias son que en las ramas AVE la distribución no es homogénea a lo largo de las mismas pero sí simétrica respecto de los extremos (Figura 1.16) mientras que en los Talgo 200 la mayor parte de la masa se concentra en la locomotora, estando su CM más elevado que el de la composición remolcada.

Para estudiar el problema completo se ha de considerar no sólo el peso y la acción sísmica, dada por el coeficiente sísmico C_s , sino también la aceleración centrífuga en las curvas y en las zonas con geometría alterada. El criterio de signos determina como acciones positivas las que tienden a estabilizar al tren y las negativas las que llevan a su desestabilización. Se descomponen todas las fuerzas actuantes (normalizadas por el valor de la aceleración de la gravedad y definidas por unidad de masa) en sus componentes normales y tangenciales al radio vector del CM.

$$a_n = g \left[\text{sen}(\varepsilon + \theta) - \left(\frac{v^2}{R_{curva} g} \pm C_s \text{sen} \omega t \right) \cos(\varepsilon + \theta) \right] \quad (1.14)$$

$$a_t = g \left[\cos(\varepsilon + \theta) + \left(\frac{v^2}{R_{curva}g} \pm C_s \text{sen} \omega t \right) \text{sen}(\varepsilon + \theta) \right] \quad (1.15)$$

donde ε es el ángulo de inclinación del vector del CM del tren con respecto a la horizontal por efecto de la geometría de la tren y la vía, θ es el ángulo producido por la deformación instantánea de la vía por efecto del sismo, v la velocidad del tren y R_{curva} el radio de la curva del trazado y/o la deformación transversal de la vía producida por el pandeo de ésta por efecto de la acción sísmica. El coeficiente sísmico C_s depende del tiempo y de la frecuencia predominante en la vibración a través del espectro de respuesta definido o bien del espectro de sismos conocidos aplicables a un emplazamiento dado. También hay que tener en cuenta que tanto los ángulos ε y θ como R_{curva} dependen implícitamente de C_s , y por tanto de ω y del tiempo, con lo que las expresiones (1.14) y (1.15) tienen una compleja dependencia con el espectro del sismo además de con el valor absoluto de la máxima aceleración sísmica esperable en cada emplazamiento. Únicamente indicar un efecto añadido a los directamente indicados en las expresiones anteriores: el hecho de la dependencia funcional de algunas de las variables con la frecuencia y el tiempo hacen que exista el fenómeno de resonancia paramétrica (Meriam, 1980), fenómeno que produce amplificaciones en la respuesta de la vía y por tanto de los trenes, derivadas de la variación de los valores instantáneos de las variables.

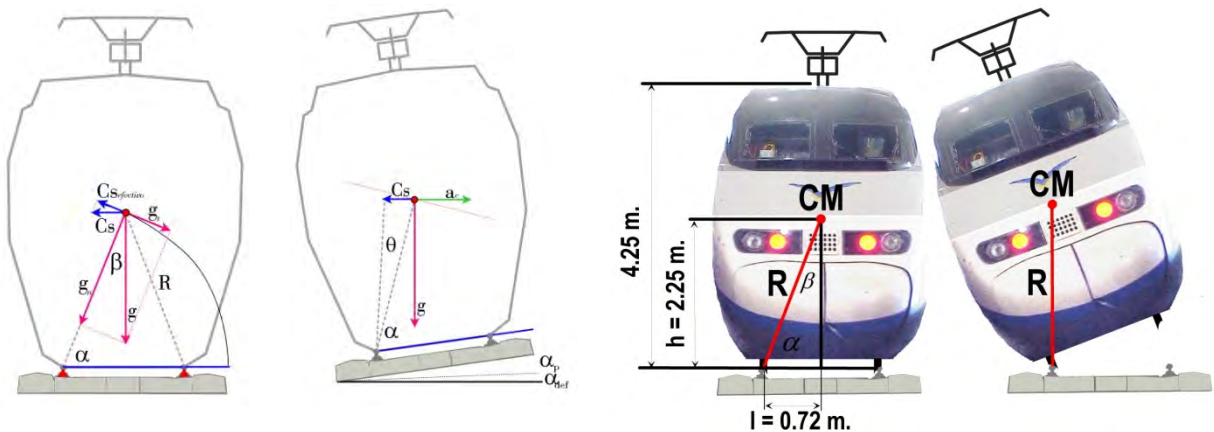


Figura 1-15. Sistema de referencia del análisis de estabilidad: la primera imagen, a la izquierda, representa el sistema de referencia con la vía en reposo (alineación plana y peralte nulo); la segunda muestra el sistema general considerando cualquier tipo de geometría (recorrido en curva, con peralte y deformación de plataforma y balasto); en las dos de la derecha se presenta la particularización de los valores de la geometría considerando las ramas AVE.

El conocimiento del comportamiento dinámico de los trenes requiere el análisis de las expresiones (1.14) y (1.15) ya que, aunque de forma simplificada, las aceleraciones sentidas en el CM están definidas por ellas. A pesar de que la aceleración total del CM será la composición de ambas componentes, la componente normal de ésta se compensa en todo momento por la reacción de los carriles y sus sujeciones con las traviesas (en vías de mala calidad o con sujeciones de poca resistencia puede producirse la apertura de la vía, sin que se produzca el giro del tren), con lo que el estudio de la componente tangencial de la aceleración determinará el movimiento del CM del sistema. De este modo, la ecuación (1.15) representa el comportamiento del tren. Si no se consideran las dependencias antes mencionadas y se fija la geometría del tren y su distribución de masas en cada punto de contacto con la vía (distribución de ejes y peso de pesos por ejes - figuras 1.3 y 1.16 -), ésta únicamente es función de la aceleración sísmica de cálculo.

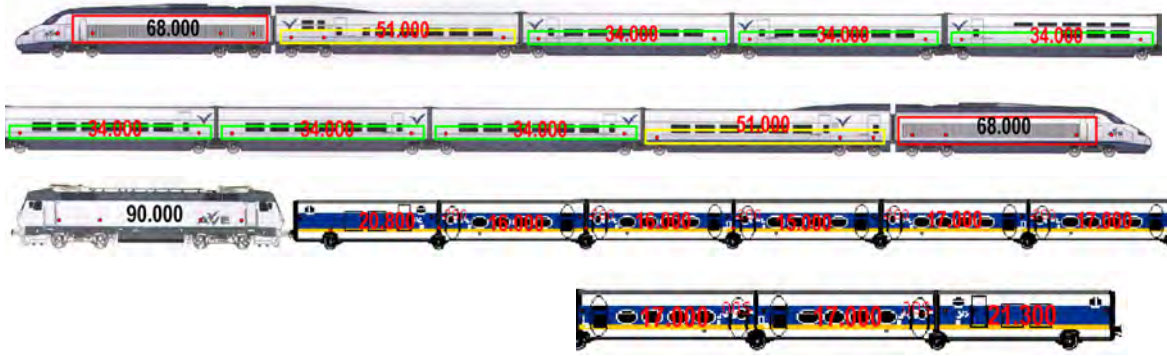


Figura 1-16. Distribución de masas y estimación de la altura del Centro de Masas de los trenes de la LAV Madrid-Sevilla (ramas AVE y Talgo 200). Se observa la simetría de las ramas AVE y la desigual distribución de los Talgo 200. Es importante considerar que en las composiciones Talgo 200, más de un tercio de la masa total del tren está concentrada en la locomotora (36%), lo que lleva a una asimetría importante de las alturas de los centros de masas de los bogies del tren. En el caso de las ramas AVE, a nivel práctico se considera el mismo peso por eje en todos los del tren, con lo que la diferencia en la altura del CM de cada coche viene dada por el diferente número de ejes que tiene cada uno.

Inicialmente, con el sistema en reposo y el tren parado la única fuerza (a partir de ahora se considerarán únicamente las fuerzas por unidad de masa) será la aceleración de la gravedad, cuyas componentes en el sistema de referencia definido serán, aplicando (1.12), (1.14) y (1.15),

$$a_n = g \operatorname{sen} \varepsilon \quad (1.16)$$

$$a_t = g \operatorname{cos} \varepsilon \quad (1.17)$$

donde según la figura 1.15 y la condición de (1.12), $\varepsilon = \alpha$. Como se ha indicado antes, a_n es la componente normal a lo largo del radio-vector del CM y a_t la componente tangente, perpendicular a la anterior. Esta componente tangente es la responsable de la desestabilización del tren, ya que tiende a desplazar el CM por un arco de circunferencia de radio R, dado por

$$R = (l^2 + h^2)^{0.5} \quad (1.18)$$

En situación de reposo esta componente tangente se compensa con la correspondiente a la reacción respecto del otro carril, con lo que la componente neta es nula. La incidencia de una acción externa hace que su componente tangente se componga con una de las anteriores de forma que la componente tangencial neta aumenta. Llegado a un punto, la componente tangente externa compensa la correspondiente al peso y en ese momento comienza el despegue de la rueda del carril. Considerando una acción externa horizontal (dada por la aceleración de cálculo de la normativa sísmica aplicable) el valor que produce el comienzo del despegue de la rueda del carril se obtiene para una aceleración horizontal de

$$a_{horizontal} = g \frac{\operatorname{cos} \varepsilon}{\operatorname{sen} \varepsilon} = g \cot g \varepsilon \quad (1.19)$$

Este valor indica que si la acción externa es debida a un movimiento sísmico, el coeficiente sísmico que produce el inicio de la desestabilización es $C_{S_{inicial}} = \cot g \varepsilon$. En este cálculo no se ha tenido en cuenta el rozamiento entre rueda y carril y la pérdida de energía por fricción en el deslizamiento transversal de las ruedas sobre los carriles. Popov et al. (2002) analizaron el fenómeno de la interacción rueda-carril y la influencia de diversos parámetros en el coeficiente de fricción, principalmente las propiedades del

material y la variación de las cargas axiales. Como formulación general obtuvieron que el coeficiente de fricción podía representarse como

$$\mu = \mu_0 + \mu_1 \frac{\kappa_1}{1 + b\kappa_1} + \mu_2 \frac{1}{1 + c\kappa_2} \quad (1.20)$$

donde $\mu_0 = 0.15$, $\mu_1 = 0.0442$, $\mu_2 = 0.3243$, $b = 0.195$, $c = 0.00212$ y los parámetros κ_1 y κ_2 estaban dados por

$$\kappa_1 = \frac{\rho v^2 E}{\sigma_0^2} \quad (1.21)$$

$$\kappa_2 = \frac{PE}{\sigma_0^2} \quad (1.22)$$

donde ρ y E son la densidad y el Módulo de Young del material (el acero), P la presión de la carga del peso de los ejes sobre el carril, σ_0 el esfuerzo máximo de fractura del material y v la velocidad del tren.

La figura 1.17 muestra en detalle el proceso de desplazamiento transversal de la rueda por efecto de la acción externa, similar al producido por el recorrido de las composiciones en las curvas por la aceleración centrífuga. A efectos prácticos los valores de desplazamientos a considerar eran muy pequeños, del orden de 2 mm en cada una de las direcciones, lo que hacía que la velocidad de desplazamiento hubiera de ser también pequeña, mientras que la carga axial asociada al desplazamiento podía considerarse pequeña (2000 Kg/eje), con respecto a la máxima admisible. De este modo podía simplificarse la expresión (1.20) y considerar un coeficiente de fricción similar al estático 0.15-0.20, aplicable en el desplazamiento máximo admisible, el cual podía llegar a ser de unos 10 mm.

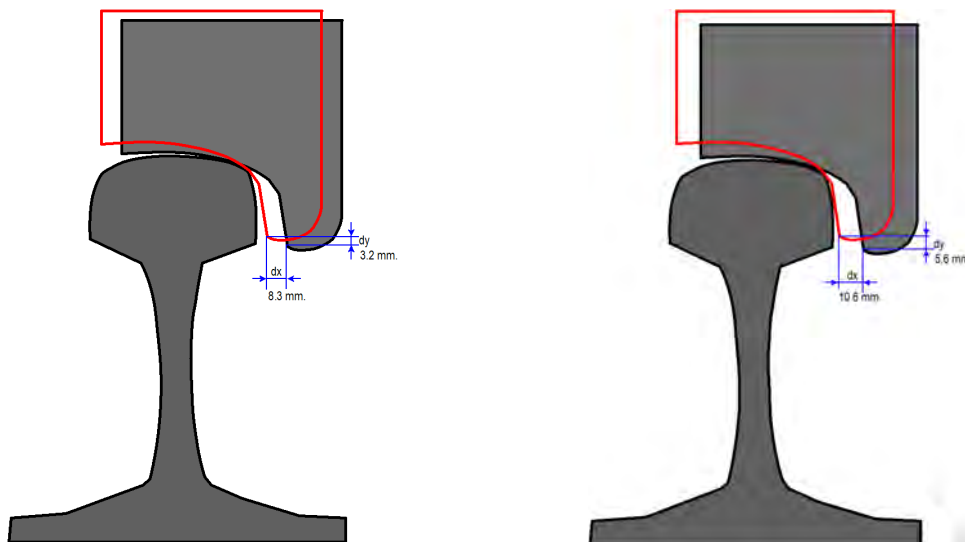


Figura 1-17. Corte transversal del contacto rueda-carril: la figura de la izquierda muestra el desplazamiento normal en el recorrido en curvas (Esveld, 2000), mientras que en la derecha se muestra el estado límite de desplazamiento a partir del que comienza a producirse el giro del tren sobre el carril.

De este modo, puede considerarse un factor de atenuación de la aceleración externa, por efecto del desplazamiento y la fricción transversal del carril, previos al comienzo del giro del orden de 0.85, factor que disminuye el riesgo de vuelco y que por tanto actúa como factor de seguridad. Sin embargo, teniendo en cuenta la situación más

desfavorable de la actuación de la fuerza externa durante el recorrido en curvas, considerando el sentido de dicha fuerza coincidente con la de la fuerza centrífuga, este factor aumenta hasta valores del orden 0.95-0.97, con lo que un valor medio aplicable a toda la LAV Madrid-Sevilla puede considerarse 0.90.

Las anteriores consideraciones hacen que para los vehículos que prestan servicio en la línea Madrid-Sevilla, la aceleración sísmica que produce el comienzo del despegue de la rueda del carril, en situación de reposo sobre vía horizontal se establezca como

$$C_{S_{inicial}} = \frac{l}{h} \quad (1.23)$$

donde l es constante y h depende de la distribución de masas de la sección transversal del eje que se analiza. Conforme a las distribuciones indicadas en la figura 1.16, estos valores se encuentran entre 0.65 y 0.26, correspondiendo los límites máximos (vehículo más seguro) y mínimos (vehículo más inestable) a los coches centrales de las composiciones Talgo 200 y a su locomotora, respectivamente. Indicar que para las ramas AVE estos valores se encuentran entre 0.37 para los coches centrales y 0.29 para las cabezas motoras

Para el cálculo del límite de vuelco, posición que lleva a la pérdida total de estabilidad del tren, cayendo lateralmente fuera de la vía (Figura 1.15) y considerando que el efecto del rozamiento no influye en el proceso del giro, el cálculo se realiza a partir de consideraciones energéticas, asumiendo que la energía cinética del desplazamiento del CM acaba convirtiéndose en energía potencial gravitatoria en el punto más alta de la trayectoria. Partiendo de la definición de la diferencial del trabajo

$$\delta W = F \delta d \quad (1.24)$$

el trabajo de desplazamiento a lo largo de la trayectoria será la integral de línea de la fuerza a lo largo del arco de circunferencia de radio R (Figura 1.15). Considerando la componente tangencial de la fuerza externa

$$F_{trayectoria} = C_S g m \text{sen}(\varepsilon + \theta) \quad (1.25)$$

la ecuación (1.24) se expresa

$$\delta W = C_S g m \text{sen}(\varepsilon + \theta) \delta d \quad (1.26)$$

Dado que el elemento de trayectoria es $\delta d = R \delta \theta$, el trabajo total a lo largo de la trayectoria viene dado por

$$W = \int_{\theta=0}^{\theta=\theta} C_S g m \text{sen}(\varepsilon + \theta) R \delta \theta \quad (1.27)$$

quedando, para los valores límites establecidos para el giro, como

$$W = C_S g m R [\cos(\varepsilon + \theta)]_{\theta=\theta}^{\theta=0} \quad (1.28)$$

y por tanto, el trabajo de desplazamiento resultante es

$$W_{desplazamiento} = C_S g m R [\cos(\varepsilon) - \cos(\varepsilon + \theta)] \quad (1.29)$$

Si ahora se calcula la variación de la energía potencial producida por el ascenso del CM en el giro, para el punto más alto de la trayectoria, ésta vendrá dada por

$$\Delta W_{gravitatoria} = g m R [\text{sen}(\varepsilon + \theta) - \text{sen}(\varepsilon)] \quad (1.30)$$

Igualando las expresiones (1.29) y (1.30) puede calcularse el coeficiente sísmico que determina cualquier ángulo de giro del CM

$$C_s = \frac{\text{sen}(\varepsilon + \theta) - \text{sen}(\varepsilon)}{\cos(\varepsilon) - \cos(\varepsilon + \theta)} \quad (1.31)$$

En el punto más alto de la trayectoria, punto a partir del que se completa el vuelco el tren y por tanto valor límite del ángulo de giro, se conoce el valor del ángulo θ y puede calcularse el incremento del coeficiente sísmico con respecto al correspondiente al comienzo del vuelco que determina tal giro. Para dicho valor la expresión (1.31) queda

$$\Delta C_s = \frac{1 - \text{sen}(\varepsilon)}{\cos(\varepsilon)} \quad (1.32)$$

y por tanto, el coeficiente sísmico total que lleva al vuelco del tren se expresa finalmente como

$$C_{S_{\text{vuelco}}} = C_{S_{\text{inicial}}} + \frac{1 - \text{sen}(\varepsilon)}{\cos(\varepsilon)} \quad (1.33)$$

Considerando, al igual que en (1.23), las condiciones de las composiciones de los trenes de la línea Madrid-Sevilla en reposo sobre una vía horizontal, la ecuación (1.33) únicamente depende de la geometría de los trenes, y pueden expresarse en función del ancho de rodadura (de nuevo indicar que es un valor constante) y la altura del CM de cada eje de los trenes. De este modo el coeficiente sísmico que produce el vuelco está dado por

$$C_{S_{\text{vuelco}}} = \frac{l}{h} + \frac{h}{l} \left(\sqrt{1 + \left(\frac{l}{h}\right)^2} - 1 \right) \quad (1.34)$$

Aplicando esta expresión a las dimensiones de los trenes AVE y Talgo 200, se obtiene que los valores límites del coeficientes sísmico para producir el vuelco de cada una de las composiciones, se encuentran entre 0.97 y 0.40 g para los coches centrales y la locomotora de los Talgo 200 y entre 0.57 y 0.44 para los coches centrales y las cabezas tractoras de las ramas AVE, respectivamente.

Si se consideran casos más generales, y por tanto más realistas, de geometrías de vía no horizontales, es posible aplicar la fórmula (1.33) en su expresión general considerando la ecuación (1.12), quedando como

$$C_{S_{\text{vuelco}}} = \cot g \varepsilon + \frac{1 - \text{sen} \varepsilon}{\cos \varepsilon} \quad (1.35)$$

Donde el ángulo ε , es la suma del ángulo del vector del CM en reposo, junto con el ángulo del peralte de la vía y el posible ángulo de deformación producido tanto en las estructuras (giros de pilas de viaductos) como en las plataformas o las correspondientes a deformaciones de la propia vía, bien directamente sobre ella, por pandeo de la propia vía, o bien por las modificaciones en la capa de balasto (desconsolidaciones, principalmente).

De igual modo, si lo que se pretende es calcular el coeficiente sísmico en las condiciones más generales posibles, su expresión viene dada por la ecuación (1.30), con las condiciones, ya indicadas de que el propio ángulo de giro, θ , depende implícitamente del coeficiente sísmico, lo que precisa de una condición adicional que relacione ambas variables.

Se puede concluir finalmente que, considerando la acción directa del movimiento sísmico sobre los trenes, aceleraciones transversales del orden de 0.3 g pueden producir el comienzo del despegue de las ruedas de los carriles, lo que en situación de reposo (velocidad nula) no implicaría riesgo, pero que considerando trenes a 300 km/h, no puede tenerse seguridad de que el descenso de las ruedas las llevase a situarse

nuevamente sobre los carriles. Si se considera el límite último de estabilidad del tren, definido por el límite del vuelco, se obtiene que aceleraciones transversales de 0.4 g, llevan al vuelco de las cabezas tractoras de ambos tipos de trenes, situación que en sí misma, condiciona la propia estabilidad del tren.

1.3.2. *Interacción superestructura-infraestructura de la vía*

El segundo efecto de los movimientos sísmicos sobre el ferrocarril que se plantea es el producido por la interacción del movimiento de los elementos de la infraestructura sobre los correspondientes de la superestructura. Dentro de estas interacciones pueden considerarse aquellas producidas por el movimiento de obras de fábrica, tanto las portantes (viaductos y túneles) como las subterráneas que permiten el paso de vehículos y animales (Mylonakis y Gazetas, 2000; McCallen et al., 2000; De Roeck et al., 2000; González et al., 2001; Goicolea et al., 2002; González et al., 2002; Jara y Casas, 2002), así como las correspondientes a deformaciones asociadas a obras de tierra, producidas por asentamientos, deslizamientos y posible licuefacción, y fenómenos asociados a modificaciones de las características mecánicas de los suelos por efecto de la interacción suelo-estructura (Nasu et al., 1977; Nasu et al., 1989; Nasu, 1990; Nasu 1995; Nasu, 1996; Stewart et al., 1998; Heelis et al., 1999; Gueguen et al., 2000; CINME, 2000; Tanabe et al., 2000; Çelebi y Crouse, 2001, Cárdenas y Chávez-García, 2001; Kanao, 2001; Clark et al., 2004).

La principal consecuencia de los fenómenos indicados es la deformación de la vía, lo que considerando la circulación de trenes de alta velocidad, hace que los valores de ésta hayan de encontrarse dentro de los límites de seguridad (Miura, 1996; Rodríguez y Herráiz, 2001) establecidos para las LAV. Esta deformación puede ser de dos tipos:

- a) deformación plástica permanente tras la finalización del movimiento sísmico
- b) deformación elástica durante el movimiento sísmico

Planteando un modelo simple en dos dimensiones de la superestructura de vía, tal como el mostrado en la figura 1.6, puede calcularse la deformación transversal producida en la vía por efecto del movimiento y deformación de la plataforma sobre la que se asienta (Rodríguez y Herráiz, 2001). Partiendo de la ecuación base de la elasticidad, la deformación transversal puede expresarse como el cociente entre la tensión transversal y el Módulo de Young del material, e igualmente como la relación entre la deformación total y la longitud del elemento deformado (Popov, 2000).

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = \frac{\sigma}{E} \quad (1.36)$$

Considerando un elemento de longitud unitario transversal al trazado de la vía, la tensión se expresa como la fuerza por unidad de superficie, siendo dicha fuerza la masa del elemento por la aceleración sísmica de cálculo en unidades de g (Figura 1.18)

$$\sigma = \frac{C_s mg}{S} \quad (1.37)$$

donde C_s es el coeficiente sísmico, mg es el peso del estrato y S su superficie.

Considerando la masa del elemento como la densidad por el volumen del mismo y expresando el Módulo de Young en función de dicha densidad y la velocidad de las ondas de cizalla, la deformación del estrato se expresa como

$$\Delta L = \frac{L^2 C_s g}{2(1+\nu)v^2} \quad (1.38)$$

Esta deformación produce un cambio en la vía que compromete la seguridad de la circulación de los trenes. Miura (1996) obtuvo valores de esta deformación (Tabla 1.4)

que mostraban la relación entre la deformación transversal máxima y la longitud del tramo deformado.

El estudio de Miura requería conocer el radio de curvatura de la vía para el cálculo de la aceleración centrífuga sentida por los trenes. Así, esta aceleración centrífuga en el recorrido de una sección de vía circular viene dada por

$$a_{centrifuga} = \frac{v^2}{R_{curva}} \quad (1.39)$$

Considerando que el pandeo de vía produce una deformación circular, el radio de la curva coincide con el radio de la circunferencia. En el caso de considerar una deformación senoidal tal como la planteada por Miura, el radio equivalente viene dado por (Markine y Esveld, 2000)

$$R_{curve} = \frac{2\pi^2 \delta}{(2\lambda)^2} \quad (1.40)$$

RELACIÓN ENTRE DEFORMACIONES MÁXIMAS DE VÍA Y VELOCIDADES DE LOS TRENES						
Dirección de la deflexión	Velocidad del tren (km/h)	Desalineamiento (mm)	Ángulo de curvatura () (1/1000)			
			Pandeo simple		Garrote	
			L < 30m	L ≥ 30m	L < 30m	L ≥ 30m
Vertical	70	20	20	20	20	20
	110		20	20	20	20
	160		18	16	20	18
	210	16	12	10	14	11
	260	11	8.5	7	9.5	7.5
Horizontal	70	10	12	12	12	12
	110		9	12	11	12
	160		6.5	7.5	8	9.5
	210		5.5	5	6.5	6
	260	6	4.5	4	5.5	4

Tabla 1-4. Valores de deformación máxima admisible para la vía calculada por el ferrocarril japonés y velocidades máximas de circulación por secciones de vía deformadas (adaptada de Miura, 1996). El pandeo simple corresponde al 2º modo de la figura 1.7 y el denominado garrote (pandeo doble) al 5º modo.

Habitualmente este tipo de modelo de deformación se utiliza porque representa de forma más simple el garrote o doble flexión transversal. Sin embargo, el valor dado por (1.40)

es una aproximación que igualmente introduce incertidumbres en el modelo. Como a efectos de cálculo, según (1.39), la mayor contribución a la aceleración centrífuga corresponde a la velocidad de los vehículos y ésta se sitúa en valores de 70-80 m/s, las variaciones en el radio de curvatura no afectan de forma importante al valor final de la aceleración centrífuga.

Considerando el esquema en planta de la deformación de la vía, el valor del desalineamiento producido por la deformación de la vía corresponde al valor de deformación transversal calculado a partir de (1.38)

$$\delta = \Delta L = \frac{L^2 C_s g}{2(1 + \nu)v^2} \quad (1.41)$$

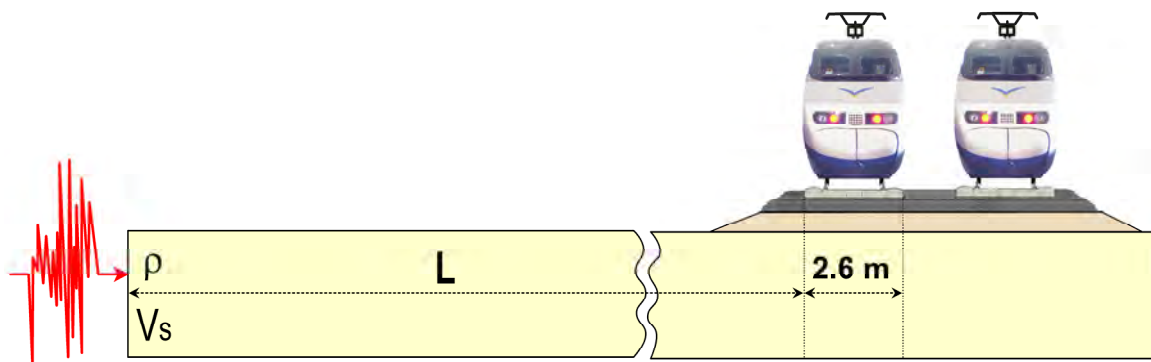


Figura 1-18. Esquema del modelo 2D para el cálculo de la deformación transversal de la vía como consecuencia del movimiento y la deformación del estrato de suelo sobre el que se asienta la superestructura de la vía (Rodríguez y Herráiz, 2003).

En este cálculo se considera que el acoplamiento entre el estrato de suelo, la plataforma ferroviaria o la estructura con la vía es perfecto y completamente solidario. Este supuesto no es totalmente realista, con lo que se precisa tener conocimiento del “grado de fricción” entre estructura y superestructura de vía. Rodríguez y Herráiz (2003) calcularon la función de transferencia de la capa de balasto para emplazamientos en el viaducto de Martindientes en la LAV Madrid-Sevilla y, a partir de vibraciones producidas por el paso de trenes y utilizando los valores promedio de aceleración de las ventanas de registro correspondientes al paso de los trenes, determinaron que esta función de transferencia en la dirección transversal a la vía, entre la superficie de la vía y la estructura que la soportaba, estaba en torno al 70%. Así, este valor puede utilizarse para caracterizar de forma más real el fenómeno del acoplamiento entre los elementos de la infraestructura y la superestructura de vía. De este modo, y teniendo en cuenta las múltiples incertidumbres asociadas a las diferentes variables de (1.41), un valor plausible y de fácil uso para el cálculo de la deformación transversal de la vía está dado por

$$\delta = \frac{L^2 C_s g}{3(1 + \nu)v^2} \quad (1.42)$$

El siguiente paso es calcular el radio de curvatura correspondiente a dicha deformación conociendo la longitud de vía deformada. Siendo estos dos datos, longitud de vía y deformación transversal, fácilmente medibles sobre el terreno (Figura 1.19).

Mediante construcciones geométricas simples, el semiángulo cubierto por el tramo de vía deformada desde el centro de curvatura de ésta es

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\lambda}{2(R - \delta)} \quad (1.43)$$

De igual modo y por tratarse de triángulos semejantes

$$\operatorname{tg}(\theta/2) = \frac{2\delta}{\lambda} \quad (1.44)$$

Despejando la longitud de vía deformada en (1.43) y (1.44) se obtiene

$$\frac{\delta}{\operatorname{tg}(\theta/2)} = (R - \delta)\operatorname{tg}\theta \quad (1.45)$$

y despejando el radio de curvatura

$$R = \delta \left(1 + \frac{1}{\operatorname{tg}(\theta/2)\operatorname{tg}\theta} \right) \quad (1.46)$$

Aplicando ahora la relación de la tangente del ángulo doble

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{2\operatorname{tg}(\theta/2)}{1 - \operatorname{tg}^2(\theta/2)} \quad (1.47)$$

y deshaciendo el cambio dado por (1.43) se obtiene el valor del radio en función de la longitud de vía y la máxima deformación transversal de ésta.

$$R_{\text{curva}} = \delta \left(1 + \frac{\lambda^2 - 4\delta^2}{8\delta^2} \right) \quad (1.48)$$

Esta solución para el radio de curvatura de la deformación de la vía es una solución analítica exacta frente a la propuesta por (1.40).

Aplicando (1.42) en (1.48) e introduciendo su resultado en (1.39) puede calcularse la aceleración transversal efectiva sentida por un tren en su recorrido por un tramo de vía deformada por efecto de un movimiento sísmico.

Considerando los valores límite de la alineación admisibles para la circulación de los trenes de alta velocidad del ferrocarril japonés (Tabla 1.4) y los correspondientes a los parámetros de control de la LAV Madrid-Sevilla (Tabla 1.2), los radios de curvatura de las secciones de vía considerados en cada uno de ellos corresponden, aproximadamente, a valores de 4690 metros, para $\delta = 6\text{mm}$ y $\lambda = 15\text{m}$, y de 11250 metros, para $\delta = 10\text{mm}$ y $\lambda = 30\text{m}$, con aceleraciones respectivas de 0.112 y 0.063 g. Estos valores, casi el doble uno respecto al otro, tienen una clara explicación: el valor correspondiente al estudio de Miura establece los límites de seguridad del ferrocarril frente a la ocurrencia de un sismo, mientras que el correspondiente a la LAV Madrid-Sevilla es un parámetro de normal funcionamiento. De igual modo, se han considerado las velocidades máximas para cada uno de los ferrocarriles (260 y 300 Km/h, respectivamente).

Un punto importante en el cálculo de la deformación de la vía y que ha sido comentado anteriormente, es el comportamiento de la capa de balasto. Se han indicado valores de transferencia de ondas calculadas por Rodríguez y Herráiz que permiten estimar la tasa de aceleración en la cima de la capa de balasto con relación a la sentida en su base. El último elemento a considerar es la resistencia lateral del balasto, ya que la deformación de la vía será consecuencia directa del valor de dicha resistencia. Las ecuaciones (1.37) y (1.41) son aplicables a la capa de suelo y a la capa de balasto, aunque es preciso conocer tanto la velocidad de las ondas de cizalla como el coeficiente de Poisson de los materiales de ambas capas. Los correspondientes a la capa de suelo son de más fácil cálculo, ya que existen múltiples técnicas geotécnicas y geofísicas de validez contrastada que permiten estimar los valores de las características mecánicas (tanto

estáticas como dinámicas) de las capas de suelo (Prevost y Popescu, 1996; Federal Highway Administration, 1998; Woldringh, 1999; Luna y Jadi, 2000 y Seed et al., 2001). Sin embargo, es difícil aplicar al balasto las ecuaciones constitutivas y, tanto en laboratorio como *in situ*, los habituales ensayos, utilizados para los suelos. Los ensayos más habituales realizados para el balasto son aquellos que buscan estimar la resistencia lateral de éste, ensayos consistentes en estudiar la fuerza necesaria para producir una deformación dada (habitualmente 2 mm) en el balasto situado en las cabezas de las traviesas. Dichos ensayos se hacen, dentro del rango de deformación lineal, tanto en laboratorio como en la vía sobre un número limitado de traviesas, generalizando los valores calculados para el conjunto de la vía. Valores típicos de esta resistencia son 7´7 kN/mm para recepción de vías tras segunda nivelación (Higuera, 1992), y de 24 kN/mm para vías en servicio adecuadamente cargadas (Hay et al., 1977; Van´t Zand y Moraal, 1998; Markine y Esveld, 2001; Leykauf et al., 2004).

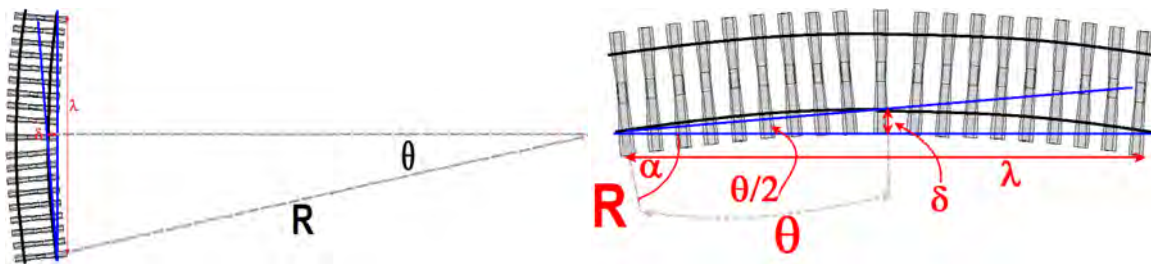


Figura 1-19. Esquema de la deformación transversal de la vía, siguiendo una trayectoria circular. La figura de la izquierda muestra la vista general, indicando el centro de curvatura, mientras que en la figura de la derecha se muestra el sistema local (identificable en el terreno) sobre el que han de medirse las deformaciones y longitud de vía deformada que permiten calcular el radio de curvatura y determinar la máxima velocidad aceptable para recorrerla.

Considerando las traviesas de las LAV Madrid-Sevilla, con dimensiones de 2´6 x 0´25 x 0´3 m y peso de 300 Kg, y aplicando una aceleración transversal de 1 m/s² (aproximadamente 0´1 g), la presión en cabeza de traviesa es del orden de 60 kN/m². La aplicación directa de esta tensión sobre la superficie correspondiente del balasto en contacto con la traviesa y utilizando un valor medio de la resistencia del balasto de 15 kN/mm produce una deformación transversal del balasto de unos 4 mm. Estos valores se encuentran dentro de los límites admisibles para el mantenimiento de la LAV Madrid-Sevilla. Sin embargo, si la aceleración transversal aumenta hasta 0.3 g, este valor se triplica, situándose fuera de los límites aceptables. La figura 1.20 muestra los resultados de los ensayos llevados a cabo por Hay et al. (1977) con traviesas de madera y por Van´t Zand y Moraal (1998) sobre una vía con traviesas de hormigón, observándose que el comportamiento del balasto es muy similar en ambos casos.

El valor de 0.3 g, antes mencionado, puede considerarse como límite de seguridad tanto para el vuelco directo de los trenes como para la deformación de la vía balastada. Esta última deformación no tiene sentido por sí sola ya que ha de conocerse la longitud de vía deformada. Sin embargo, incluso considerándola de forma aislada, puede calcularse la longitud mínima de vía que es segura para el recorrido de los trenes a la máxima velocidad del tramo, sustituyendo (1.39) en (1.48) y despejando dicha longitud

$$\lambda = \sqrt{\delta \left(\frac{8v^2}{a_{vuelco}} - 4\delta \right)} \quad (1.49)$$

Considerando que la velocidad del tren es 300 Km/h, la deformación transversal de la vía de 12 mm y la aceleración de vuelco 0.3 g, correspondiente al comienzo del vuelco, la longitud mínima de vía deformada que produciría el vuelco del tren es de 15 metros.

Este valor se encuentra dentro de los valores habituales de deformaciones de vía por efecto de sismos.

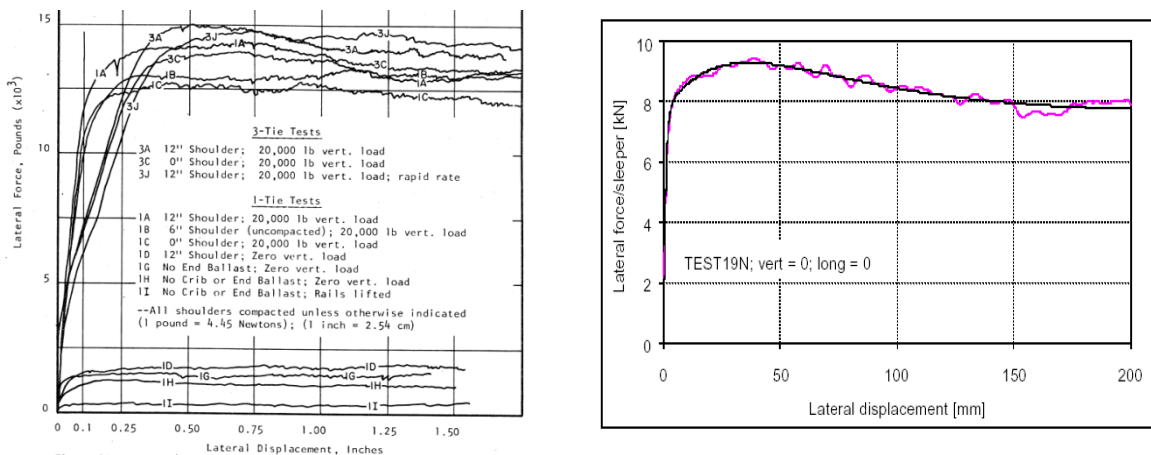


Figura 1-20. Gráficos correspondientes a ensayos de resistencia lateral del balasto realizados en laboratorio. El gráfico de la izquierda corresponde a varios ensayos utilizando traviesas de madera y varias cargas verticales (Hay et al., 1977), mientras que el de la derecha muestra el resultado de ensayos sobre vías con traviesas de hormigón (sin cargas verticales) realizados por Markine y Esveld (2000). El gráfico de la derecha se corresponde con las líneas inferiores de la izquierda, relativas a los ensayos sin carga vertical. Aplicando la conversión de unidades se observa que los resultados son muy similares.

Finalmente, como comprobación de los límites admisibles para la seguridad de la deformación de la vía frente a los movimientos sísmicos, se ha calculado el radio de curvatura y la aceleración centrífuga esperable en el recorrido de las secciones de vía deformadas calculadas mediante elementos finitos para los principales modos de vibración de la vía de alta velocidad Madrid-Sevilla (Figura 1.7). En la figura 1.21 se muestran las vistas en planta de los modos de flexión (2^o y 5^o modos) para una sección de vía de 10 metros. Para los máximos valores de deformación, 27 mm para la flexión simple y de 28 mm para la flexión doble, se obtienen radios de curvatura de 463 y 112 metros, correspondiendo a aceleraciones transversales, para velocidades de 300 Km/h, de 1.53 y 6.34 g; aceleraciones que, como se observa, son completamente inaceptables. Como se muestra posteriormente, este tipo de deformaciones son bastante habituales en terremotos de magnitudes grandes y muy grandes y existe gran número de ejemplos que ilustran los fenómenos arriba comentados.

1.3.3. Efectos sísmicos sobre viaductos

El ultimo tipo de efectos considerados son aquellos que afectan a los viaductos de las LAV, distinguiendo entre las dos tipologías existentes, isostáticos e hiperestáticos. Ya han sido comentados los resultados obtenidos por Rodríguez (2000) con la modelización de las dos tipologías de viaductos frente a las acciones sísmicas indicadas en la NCSE-94 para la zona de estudio de esta Tesis, calculados con las siguientes hipótesis de partida:

- Se consideró el problema de deformación plana, es decir no existía deformación en la dirección transversal a la figura, aunque era posible la existencia de tensión en dicha dirección.
- Los elementos definidos eran elementos isoparamétricos de ocho nodos en los que se realizaba una integración de Gauss de orden dos.
- Se consideraron cuatro materiales diferentes, dos para los viaductos y dos para el terreno. Las zapatas, las pilas y el tablero correspondían a valores del modulo de Young y del coeficiente de Poisson del hormigón dado por las normas de cálculo de hormigón pretensado para puentes (CEDEX, 1996). Se

modelizaron 2 pilas de dos viaductos, uno isostático y otro hiperestático de 45 y 75 m de altura respectivamente. Para el terreno se consideraron dos estratos, uno inferior situado entre los 15 y 30 metros de suelo clase II según la NCSE-94 y otro, superficial, hasta los 15 metros, de un suelo tipo III.

- La fuerza sísmica (0.22 g) se consideró aplicada transversalmente en los límites del terreno y transmitida a través de él a la estructura.

Los resultados indicaron que las deformaciones esperables para las tensiones producidas por dichas aceleraciones sísmicas no afectaban a la integridad de las estructuras y que el efecto más peligroso para el servicio ferroviario era la inclinación de las pilas producidas por el giro de las estructuras sobre sus zapatas por el movimiento oscilatorio del terreno.

En el análisis paramétrico del proceso del giro de las estructuras se mostró que el factor de mayor influencia eran las propiedades mecánicas de los suelos, principalmente el Módulo de Young del estrato de suelo.

Como punto de partida para el cálculo del giro de la estructura se supone que la energía elástica transmitida por el terreno se transmite a la zapata y que ésta se desplaza lateralmente. Este desplazamiento lleva a que la pila, rígidamente sujeta al tablero, gire como un sólido rígido ideal. Considerando la oscilación armónica y en ausencia de rozamiento, la energía elástica de deformación del terreno una vez transmitida a la estructura se convierte en energía potencial gravitatoria en el punto superior de la trayectoria del CM.

Aplicando una aceleración sísmica de cálculo de 0.22 g, máxima aceleración aplicable a la zona de estudios según la NCSE-94 y NCSE-02, la fuerza sísmica sobre la zapata es

$$F_s = M_T a_s \quad (1.50)$$

donde $a_s = C_s g$ y M_T la masa total del apoyo (conjunto de zapata, pila y sección de tablero)

La tensión aplicada en la zapata, en el modelo 2D planteado, se calcula como la fuerza por unidad de longitud en la dirección de la altura de la zapata. Esta hipótesis considera que la fuerza se distribuye de forma homogénea y continua a lo largo de dicha altura

$$\sigma = \frac{F_s}{h_{zapata}} \quad (1.51)$$

Aplicando la Ley de Young, la deformación unitaria correspondiente al estrato adyacente a la zapata viene dada por

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_{Suelo}} \quad (1.52)$$

y la deformación total correspondiente a la zapata de longitud L

$$\Delta L = \varepsilon L \quad (1.53)$$

siendo la energía elástica total de deformación del volumen correspondiente a la zapata

$$E_{Deformación} = \frac{1}{2} K \Delta L^2 \quad (1.54)$$

Para aplicar (1.54) es preciso conocer la constante de rigidez equivalente del muelle en función de las propiedades elásticas del suelo.

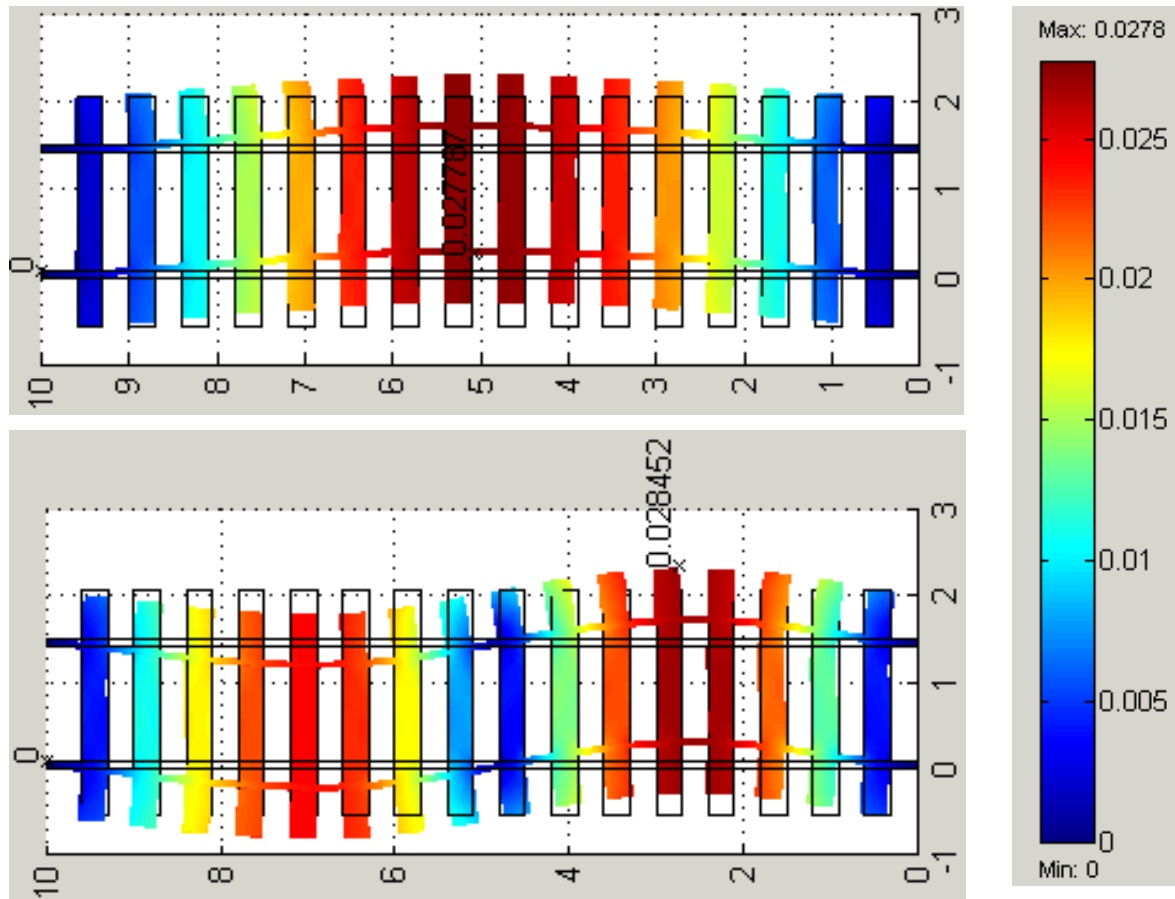


Figura 1-21. Vista en planta de los resultados obtenidos del análisis modal realizado con el programa de elementos finitos FEMLAB 2.1 (Comsol Inc.) correspondientes a los modos 2º y 5º para 10 metros de vía de las características de las de la LAV Madrid-Sevilla (las vistas corresponden a las representadas en 3D de la figura 1.7). Se muestran el modo correspondiente a la flexión transversal simple (pandeo de vía) y el correspondiente a la flexión doble (garrote de vía), indicando los máximos del desplazamiento de la vía. A la derecha se indica la escala gráfica de deformación de ambas figuras.

Considerando la ecuación de la fuerza elástica

$$F_s = K\Delta L \quad (1.55)$$

Se despeja en (1.55) la constante elástica

$$K = \frac{F_s}{\Delta L} \quad (1.56)$$

Así, aplicando (1.56) en (1.54)

$$E_{\text{Deformación}} = \frac{1}{2} \frac{F_s}{\Delta L} \Delta L^2 = \frac{1}{2} F_s \Delta L \quad (1.57)$$

y aplicando (1.51) y (1.53) en (1.57), la energía elástica de deformación se expresa

$$E_{\text{Deformación}} = \frac{1}{2} \frac{\sigma^2}{E_{\text{Suelo}}} V_{\text{Zapata}} \quad (1.58)$$

La expresión (1.58) muestra que la energía elástica del sistema Suelo-Estructura depende únicamente de la acción sísmica externa y de las propiedades mecánicas del

suelo que soporta la estructura. Así cuanto menos resistente sea el suelo portante más energía se transmitirá del suelo a la estructura y mayor giro se inducirá en ésta. Este resultado muestra claramente un fenómeno constatado en muchos sismos: suelos débiles producen pequeñas deformaciones, asociadas a tensiones bajas y sin embargo grandes desplazamientos en los puntos de contacto con estructuras.

La energía representada por (1.58) se transforma en energía potencial gravitatoria de elevación del CM de la estructura y en el límite superior ambas han de igualarse

$$E_{Total} = E_{Deformación} = E_{Potencial} = M_{Estructura} g \Delta h_{max} \quad (1.59)$$

El ascenso máximo del CM viene dado por

$$\Delta h_{max} = \frac{E_{Total}}{M_{Estructura} g} \quad (1.60)$$

Para calcular los ángulos de giro de la estructura y de inclinación del tablero se parte de los modelos de la figura 1.9 y mediante construcciones geométricas se expresa el ascenso del CM en función del ángulo de giro del vector de posición del CM respecto del centro de giro situado en la esquina inferior de la zapata (Figura 1.22). Así dicho incremento viene dado por

$$\Delta h_{max} = 2r_{CM} \operatorname{sen}\left(\frac{\theta}{2}\right) \cos\left(\theta_{CM} + \frac{\theta}{2}\right) \quad (1.61)$$

Mientras que el desplazamiento transversal del CM vale

$$\Delta x_{CM} = 2r_{CM} \operatorname{sen}\left(\frac{\theta}{2}\right) \operatorname{sen}\left(\theta_{CM} + \frac{\theta}{2}\right) \quad (1.62)$$

Para calcular el ángulo de giro correspondiente al punto superior de la trayectoria del CM hay que despejar θ de la ecuación (1.61). Al no poder realizarlo de forma analítica, se calcula numéricamente a partir de la expresión

$$1 = \frac{2r_{CM}}{\Delta h_{max}} \operatorname{sen}\left(\frac{\theta}{2}\right) \cos\left(\theta_{CM} + \frac{\theta}{2}\right) \quad (1.63)$$

El ángulo θ de las ecuaciones (1.61) a (1.63) es el mismo para todos los puntos de viaducto (por ser un sólido rígido), sin embargo, este ángulo no está medido desde la vertical del CM (eje vertical de la estructura) sino desde la vertical del centro de giro (Figura 1.9). Para el cálculo de la inclinación de la vía es necesario referir la inclinación θ respecto del eje vertical del CM.

Nuevamente, mediante construcción geométrica (Figura 1.23), se expresa el ángulo de inclinación del tablero en función de los desplazamientos vertical y horizontal del CM y de la altura máxima del tablero

$$\beta = \operatorname{arctg}\left(\frac{\Delta x_{CM}}{H + \Delta h_{max}}\right) \quad (1.65)$$

Considerando la influencia de esta inclinación de la vía frente a la estabilidad y seguridad de los trenes en su recorrido por el viaducto, este ángulo β se integra en el factor $\alpha_{deformación}$ de la ecuación (1.12). Adicionalmente a la contribución a la componente tangencial de la aceleración de los trenes por la inclinación de la vía, existe otro efecto que contribuye a la inestabilidad de los trenes: la oscilación transversal de las pilas de los viaductos produce una aceleración transversal que hay que incluir en las ecuaciones que representan el equilibrio de fuerzas del tren (1.14) y (1.15).

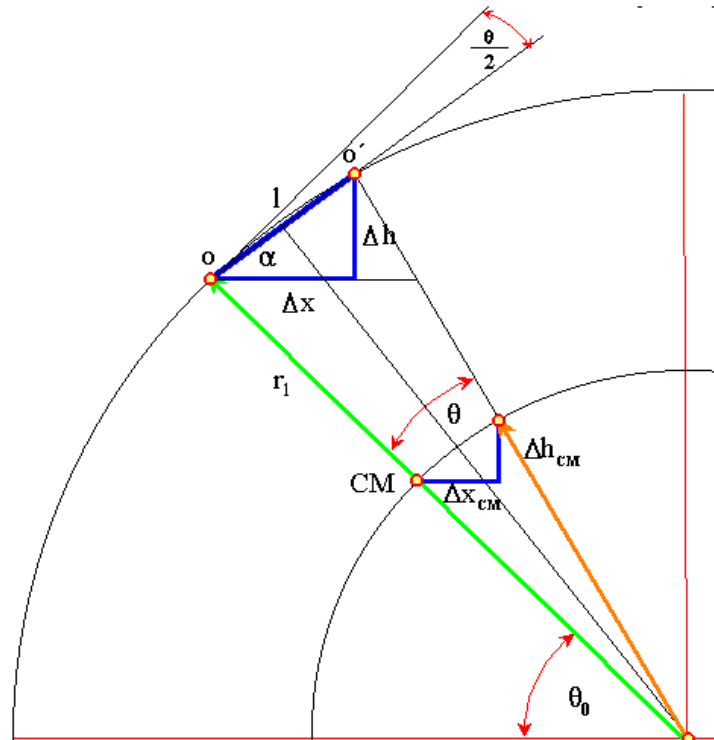


Figura 1-22. Representación esquemática del problema de la oscilación de los viaductos que ilustra el cálculo geométrico del ángulo de giro de la estructura a partir del desplazamiento vertical del CM.

Si se considera que la oscilación es armónica, la máxima aceleración transversal vendrá dada por

$$\Delta a = \Delta x \varpi^2 \quad (1.66)$$

Siendo ϖ la pulsación asociada al periodo propio de la acción sísmica y Δx el máximo desplazamiento transversal del tablero del viaducto. La Tabla 1.5 muestra valores calculados para el modelo de viaducto hiperestático, mientras que la figura 1.24 muestra la inclinación del tablero para la pila de 70 metros de altura para los dos primeros casos de dicha tabla.

En el modelo presentado, con el que se han obtenido los resultados de la Tabla 1.5, no se ha considerado ningún proceso de disipación de energía que tienda a disminuir la oscilación de los viaductos. Lógicamente existen procesos de fricción entre el estrato de suelo y la estructura, que disiparán energía, sin embargo también pueden producirse fenómenos de reblandecimiento del suelo, por la disminución del Módulo de Young debida al incremento de la tensión por efecto de la interacción suelo-estructura (Prevost y Popescu, 1996, Bardet et al., 2000). Así, la evaluación de estos fenómenos escapa al análisis planteado en esta Tesis y requeriría un detallado estudio de los diferentes modelos de comportamiento de suelo.

La principal conclusión sobre los efectos de los sismos sobre los viaductos de las LAV, conforme a los modelos en 2D planteados, es que la mayor influencia en la respuesta de las estructuras se debe a las propiedades mecánicas de los suelos que las soportan, ya que pequeñas variaciones de dichas propiedades mecánicas (de un orden de magnitud) producen incrementos en la inclinación de los viaductos de más de 10 veces la inicial. Esto hace que una mala estimación de las propiedades locales de los emplazamientos o el desconocimiento de la modificación de las propiedades iniciales por acciones externas, puedan producir una respuesta elástica que comprometa la estabilidad de los trenes en su recorrido por los viaductos. De igual modo, por lo arriba indicado, pese a que la respuesta de las estructuras sea la esperable conforme a los

cálculos de diseño, pueden producirse asentamientos en las cimentaciones de las pilas y lo que suele más habitual en los estribos de los puentes y viaductos, que produzcan deformaciones de la vía en las transiciones entre los diferentes elementos estructurales de las LAV.

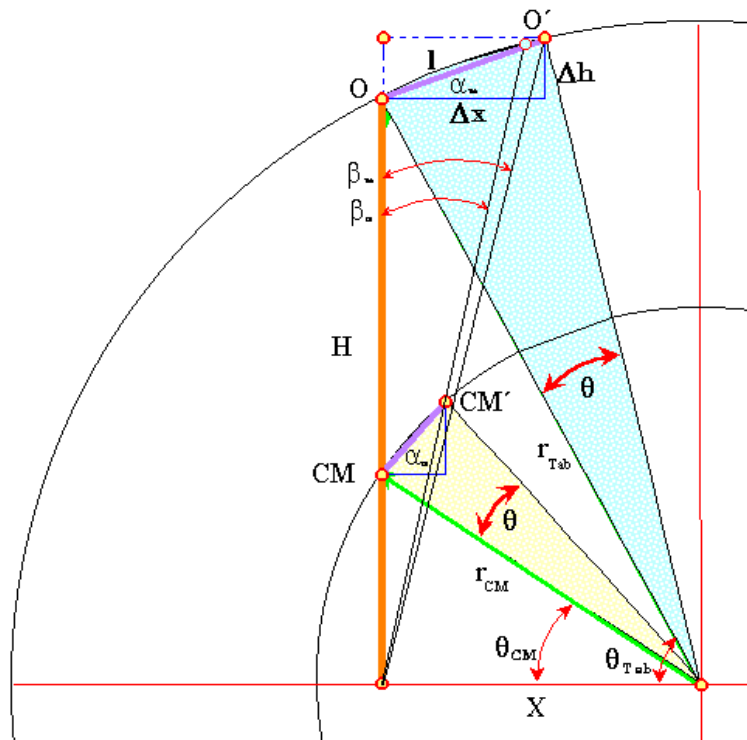


Figura 1-23. Cálculo gráfico del ángulo de giro de la estructura respecto del eje vertical de simetría a partir del ángulo calculado en la figura 1-22

RESULTADO DEL CÁLCULO PARA EL VIADUCTO HIPERESTÁTICO DE 70 METROS DE ALTURA							
C_s (g)	E (MPa)	ΔL (m)	Δh (m)	Δx (m)	Δa (g)	$C_{s(\text{efectivo})}$ (g)	β (°)
0.22	1000	0.040	0.059	0.636	0.012	0.232	0.47
0.22	100	0.406	0.354	8.648	0.167	0.387	6.33
0.22	95	0.427	0.338	9.423	0.181	0.401	6.90
0.22	90	0.451	0.306	10.433	0.200	0.420	7.64
0.33	1000	0.060	0.128	1.472	0.028	0.358	1.09
0.44	1000	0.081	0.216	2.734	0.052	0.492	2.02
0.55	1000	0.101	0.307	4.570	0.088	0.638	3.36

Tabla 1-5. Resultados obtenidos de los cálculos del ángulo de inclinación del viaducto hiperestático para una pila de 70 metros de altura. Los valores iniciales del modelo son los correspondientes al coeficiente sísmico (C_s) y al Módulo de Young (E) del suelo que soporta las pilas. Las columnas siguientes muestran los resultados de los cálculos de la deformación horizontal del estrato de suelo; la elevación del CM; el desplazamiento transversal del CM; el incremento de la aceleración transversal por la oscilación de la estructura; el coeficiente sísmico total, suma del inicial y del incremento por la oscilación y el ángulo de inclinación de la vía y el ángulo de giro del tablero y por tanto de la vía.

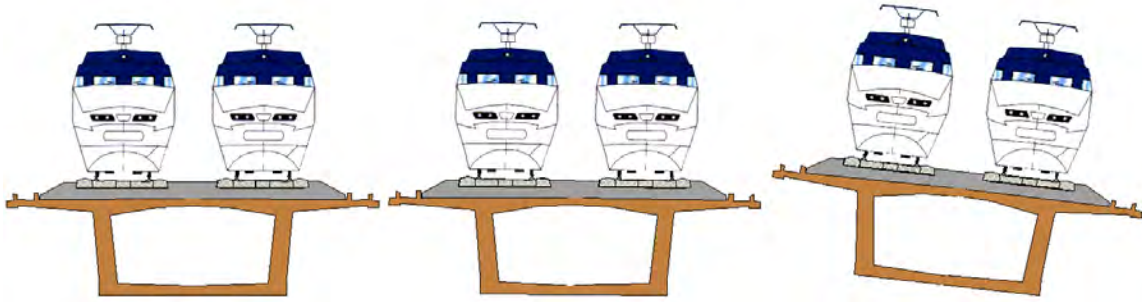


Figura 1-24. Resultados de la inclinación del tablero del viaducto hiperestático de altura de pila de 70 metros: de izquierda a derecha, situación inicial; inclinación de 0.47° correspondiente a la aceleración sísmica de 0.22 g y $E= 1000$ MPa e inclinación de 6.33° producida por la misma aceleración sísmica y un Módulo de Young de $E= 100$ MPa. Se observa que una disminución de un factor 10 en las propiedades resistentes del suelo produce un aumento del ángulo de giro de 13.5 veces respecto del anterior.

1.4. REVISIÓN DE DAÑOS SÍSMICOS AL FERROCARRIL

Tras el estudio teórico de algunos de los fenómenos asociados al movimiento sísmico que pueden producir daños al ferrocarril comprometiendo la seguridad de los trenes y por tanto de los viajeros, en este apartado se muestran los efectos producidos por diversos terremotos sobre diferentes elementos del ferrocarril en algunas administraciones ferroviarias del mundo.

Esta revisión pretende mostrar la importancia de los efectos presentados en esta Tesis como de mayor interés a la hora de evaluar la vulnerabilidad sísmica de las infraestructuras de las LAV. Así, se verá que los tres mecanismos presentados se corresponden con un buen número de efectos producidos sobre las líneas del ferrocarril por las acciones sísmicas.

Como punto de partida es importante indicar que no existe información continua ni homogénea de estas consecuencias. Sin embargo, cuando se consideran los daños a edificios y estructuras se encuentra que históricamente éstos sí han sido referidos en los informes de daños elaborados por las diferentes administraciones tras la ocurrencia de un sismo. En el caso del ferrocarril y más en detalle en la infraestructura de la vía, los datos sobre los efectos sobre ella son escasos y se encuentran dispersos. Este punto es lógico, por otro lado, ya que la enorme dispersión geográfica de los elementos de la infraestructura y superestructura ferroviaria hace que en la explotación normal de las líneas existan, casi a diario, un elevado número de incidencias de diversa naturaleza que pueden producir los mismos efectos a los de un sismo (Figura 1.25). Esto hace que esta información lejos de considerarse novedosa y requerir una atención especial, constituya la actividad habitual de las organizaciones que se encargan de su mantenimiento.

Pese a ello, y quizá debido a la aparatosidad de algunos de estos efectos, existe información puntual que muestra las deformaciones de las vías y los efectos sobre estructuras y trenes producidos por algunos terremotos. También es necesario comentar que a partir del terremoto de Kobe de 1995, la atención que se presta a los daños producidos en los servicios del ferrocarril ha aumentado de forma importante y algunas administraciones y asociaciones de profesionales relacionadas con el ferrocarril disponen de servicios especiales encargados de revisar y analizar los daños producidos por los terremotos, de forma similar a como lo hacen algunas instituciones de investigación sismológica y de ingeniería. Tal es el caso de la American Railway Engineering (Byers, 2001a; 2001b; 2002). Un caso especial que ya ha sido indicado anteriormente corresponde a la administración ferroviaria japonesa, la cual dispone de un departamento específico dentro de su institución de investigación y desarrollo

(Railway Technical Research Institute – RTRI) dedicado a la recopilación y análisis de los daños producidos por los terremotos y que desarrolla sistemas y medidas que intentan evitarlos o al menos minimizarlos. De este modo la mayor parte de la información detallada de daños sísmicos producidos en el ferrocarril, recogida con un llámese “criterio ferroviario” procede de dicha institución (Nasu et al., 1977; Abe et al., 1983; Nishimura et al., 1988; Nakamura, 1989; Nasu et al., 1989; Nasu, 1990; Nasu, 1995; Nakamura et al., 1995; Nakamura, 1995; Nakamura, 1996; Miura, 1996; Nasu, 1996; Nishimura, 1997; Miyamoto et al., 1997; Asakura y Sato, 1998; Asakura et al., 1998; Tomita et al., 1999; Asiya, 2002).



Figura 1-25. Daños producidos en las vías debidos a diferentes orígenes presentando los mismos efectos. La figura de la izquierda corresponde a un desprendimiento de ladera afectando a las vías del ferrocarril producido por el terremoto de Seattle de 1965, la de la derecha se produjo en las proximidades de La Cañada (Ávila), en agosto de 1999, y se debió a una riada que mantuvo cortada la línea Madrid-Ávila durante un periodo de tiempo superior a los tres meses.

Sin embargo, existe también otra fuente de información que, aunque menos específica que la referida, aporta información sobre los daños producidos por sismos. Ésta corresponde a los informes generales de daños realizados por administraciones, aseguradoras y consultoras, cuyo principal objetivo suele ser estimar el coste económico de estos daños con el fin de prever ayudas o financiación para la restitución de los servicios afectados. Habitualmente estos informes, organizados en capítulos, recogen los daños correspondientes al ferrocarril en un apartado denominado **lifelines**, líneas vitales, que agrupa aquellos servicios básicos para la sociedad que han de ser restituidos en el menor periodo de tiempo posible para asegurar la normalización de la actividad de dicha sociedad. Dentro de este conjunto de servicios se encuentran, junto con el ferrocarril, las líneas de distribución eléctrica y de agua corriente, las comunicaciones telefónicas y los servicios de gas, así como otros servicios de transporte público (metropolitanos, puertos y aeropuertos, autopistas, etc.). De este modo, revisando este tipo de informe es posible encontrar información referente a los daños producidos en el ferrocarril por los terremotos (EQE, 1987, 1989, 1995, 1999a, 1999b, 2001, 2003, 2004; EERI, 1976, 2005).

La revisión se divide en dos apartados principales: en el primero se analizan los estudios e informes elaborados sobre daños a elementos del ferrocarril; en el segundo se muestran las imágenes de daños junto con la información disponible acerca del terremoto, el emplazamiento y los elementos afectados y los comentarios del autor de esta Tesis, basados en su experiencia y conocimiento del entorno ferroviario. Junto a éstas se indican algunas direcciones de Internet donde puede recabarse más información sobre los sismos y daños considerados. En conjunto la información disponible abarca un periodo de casi 120 años.

Esta información se muestra siguiendo el esquema indicado en el apartado 1.2, de los tres tipos principales de efectos sísmicos sobre el ferrocarril. Por ello se definen cuatro tipos de daños esperables, los tres antes indicados y un cuarto que recoge el resto de los producidos y que no corresponden a los anteriores:

1. Daños tipo I: producidos por la interacción directa tren-vía.
2. Daños tipo II: producidos por la deformación de la vía.
3. Daños tipo III: producidos por la oscilación de los viaductos.
4. Daños tipo IV: resto de daños producidos en el ferrocarril.

1.4.1. Análisis de informes de daños sísmicos en el ferrocarril

Byers (2001a) realizó para la American Railway Engineering un reconocimiento tras el terremoto de Gujarat, India, del 26 de enero de 2001. El terremoto tuvo una magnitud ($M=7.7$) y se produjo a una profundidad de entre 20 y 25 km. Las líneas de ferrocarril afectadas eran de tres anchos diferentes: a) vía estrecha, 762 mm; b) ancho métrico, 1000 mm y c) gran ancho 1676 mm. Las vías afectadas no eran electrificadas y estaban construidas con traviesas de hormigón y acero. Se registraron daños en 850 km de las líneas, particularmente entre Bhachau y Anjar. En el momento del terremoto había 9 trenes recorriendo estas líneas, 8 de viajeros y uno de mercancías. Los de viajeros no se vieron afectados, mientras que el de mercancías se detuvo cuando comenzó a sentir el movimiento de la vía, lo que evitó su descarrilamiento ya que en su línea se produjeron graves daños en la vía. Varios vagones parados en varias estaciones volcaron, mientras que en otros se apreció que habían sido inestabilizados aunque volvieron a caer sobre la vía. La revisión de los daños se realizó en las 3 horas siguientes al terremoto, lo cual pudo llevarse a cabo debido al número de personal disponible y a su dispersión geográfica. Todos los servicios fueron restituidos el día 29 de enero, estando la mayoría de ellos en servicio el 28. Los principales daños se concentraron en los sistemas de señalización y en los enclavamientos, lo que produjo la baja de algunas instalaciones y el establecimiento de bloqueos por ocupación de forma similar al bloqueo telefónico supletorio utilizado en el ferrocarril español. En cuanto a la vía, se produjeron deformaciones en un tramo de alrededor de 1 kilómetro por licuefacción y deslizamientos en la plataforma, daños en cimentaciones de puentes y múltiples desconsolidaciones de vía por desplazamientos en la capa de balasto. También se produjeron daños en edificios de estaciones y oficinas de servicios ferroviarios.

Como principales consecuencias del sismo Byers indicó, con carácter de nota positiva, la adecuada respuesta en cuanto a la disposición de personal, si bien en relación con el material comentó que ésta no fue igualmente eficaz. Así, apuntó a la necesidad de disponer de reservas importantes de balasto para las reparaciones urgentes de las vías, considerando la elaboración de un plan de emergencia con la indicación de localizaciones de materiales y maquinaria precisa para los trabajos de reparación.

Poco más de un mes después del terremoto de Gujarat, el 28 de febrero de 2001, Byers (2001b) realizó un reconocimiento tras el terremoto de Nisqually, Washington, sismo de magnitud 6.8 con el hipocentro situado a unos 50 km de profundidad. La revisión de las distintas líneas férreas (Burlington Northern, Santa Fe y Union Pacific) se realizó en las 10 horas posteriores, quedando la totalidad de las líneas en servicio definitivo el día 6 de marzo. Se produjeron daños en los estribos de varios puentes, con deformación de las vías, asentamientos de plataformas y desconsolidaciones de vía por desplazamiento del balasto. Las deformaciones máximas de la vía fueron, en general, menores de 1 pie (0.3 metros). También se produjeron licuefacción de suelos en áreas a unos 15 km del epicentro y los daños alcanzaron hasta unos 56 km del mismo. Los daños a la señalización alcanzaron hasta los 40-50 km del epicentro, mientras que los de los sistemas de alimentación eléctrica se vieron afectados hasta a unos 100 km de éste. Varios edificios sufrieron daños en la estación de Seattle.



Figura 1-26. Las imágenes de la izquierda muestran los daños en la plataforma y la estación y cabina de enclavamientos provisional instalada tras el sismo. A la derecha se observa el asentamiento en el estribo del puente nº 279. (Byers, 2001a).

Como conclusiones Byers indicó, nuevamente, la necesidad de disponer de reservas de balasto con que restablecer la geometría de la vía y de la maquinaria necesaria para ello, así como la necesidad de disponer de planes de emergencia que recogiesen las principales acciones a realizar en las diferentes fases de actuación tras el sismo.

El 23 de junio de 2001 tuvo lugar el terremoto de Ático, en Perú, sismo de magnitud 8.4 asociado a la interface de las placas de Sudamérica y Nazca. La fractura se produjo a 35 km de profundidad con un desplazamiento de la falla de 4.5 metros a lo largo de un área de unos 50 metros de longitud. Se vieron afectadas líneas correspondientes a los Ferrocarril Central Andino, PerúRail y Southern Perú Copper Corporation, correspondiendo los mayores daños a la línea Mollendo-Puno del PerúRail y a las del Southern Perú Copper Corporation (Byers, 2002). La geometría de las líneas, debido a la accidentada topografía, incluía laderas abruptas, altos terraplenes y curvas de pequeño radio, asociadas a fuertes pendientes (de hasta 40 milésimas – 4%). Los daños incluían asentamientos y deslizamientos de plataformas, caídas de rocas, roturas del carril, sujeciones y traviesas y múltiples deformaciones de la vía. No existían instalaciones de señalización, electrificación ni comunicaciones. Los trabajos de reparación hubieron de ser ejecutados por empresas contratadas y se completaron entre los 3 y 5 días posteriores al sismo. Una réplica de magnitud 7.2, el día 7 de julio, provocó nuevas caídas de rocas, que fueron retiradas en las 3 horas siguientes a su caída. Se produjeron daños hasta a 300 Km del epicentro y 150 Km del límite del borde de la superficie de fractura. Se observaron efectos de direccionalidad en los daños que seguían la dirección de dicha fractura. Los trabajos de reparación requirieron más tiempo del esperable debido a la necesidad de recorrer a pie buena parte de los trazados debido a la dificultad de acceder a la vía.



Figura 1-27. Imágenes correspondientes al terremoto de Nisqually del 28 de febrero de 2001: las fotos de la izquierda muestran daños por desconsolidación de la capa de balasto en la vía y por licuefacción de la plataforma. En la de la derecha se observa el asentamiento en el estribo de un puente y la rotura de la plataforma correspondiente a la cuña de transición (Byers, 2001b).

Las principales conclusiones de la revisión realizada por Byers se concretaron en la necesidad de disponer de medidas organizativas que gestionaran de forma eficaz los medios humanos y materiales disponibles, así como de acuerdos con proveedores que les permitieran acometer rápidamente las reparaciones necesarias para restablecer el servicio en el menor tiempo posible.

Nasu (1990) estudió los efectos de terremotos sobre plataformas y terraplenes de las líneas del ferrocarril japonés, partiendo de la idea, habitualmente aceptada, de que las obras de tierra son más vulnerables a las acciones sísmicas que el resto de estructuras que componen las líneas férreas. Sus resultados indicaron que si la estratificación de las capas de suelo era predominantemente horizontal, su respuesta frente al movimiento sísmico era menor que si existía inclinación en dichas capas. Datos del terremoto de Niigata (M=7.5) de 1964, mostraban los daños asociados a terraplenes de arenas (de unos 10 metros de altura) que fluyeron por efecto del sismo, perdiendo hasta 7 metros de altura tras el movimiento sísmico. El terremoto de Tokachi-oki de 1968 (M=7.9) mostró importantes daños en terraplenes construidos sobre bases rocosas inclinadas, sin sostenimientos transversales. El terremoto de Miyagiken-oki de 1978 (M=7.4) produjo daños por licuefacción de suelos y pequeñas roturas en plataformas asociadas a antiguos cauces de ríos secos, con un basamento profundo e inclinado. De acuerdo a los daños referidos, asociados a los terremotos arriba indicados, así como a los correspondientes al de Nihonkai-chubu de 1983 (M=7.7), Nasu propuso una

clasificación de vulnerabilidad de taludes y terraplenes en función de la geometría de la base y los rellenos (Figura 1.29).

El mismo autor refirió, en un estudio posterior (Nasu, 1995), los daños asociados a diferentes elementos de la infraestructura por efecto de la licuefacción del suelo en los emplazamientos (Figura 1.30). Así recogió deformaciones y desplazamientos de estructuras y edificios asociados al mencionado fenómeno. Los valores obtenidos para las deformaciones y desplazamientos son coherentes con los obtenidos por Rodríguez (2000) y los presentados en esta Tesis. Indicarían, por tanto, que los valores calculados para la deformación de los suelos y sus efectos en las estructuras constituyen una demostración de los daños esperables conforme a los del tipo III indicados anteriormente.

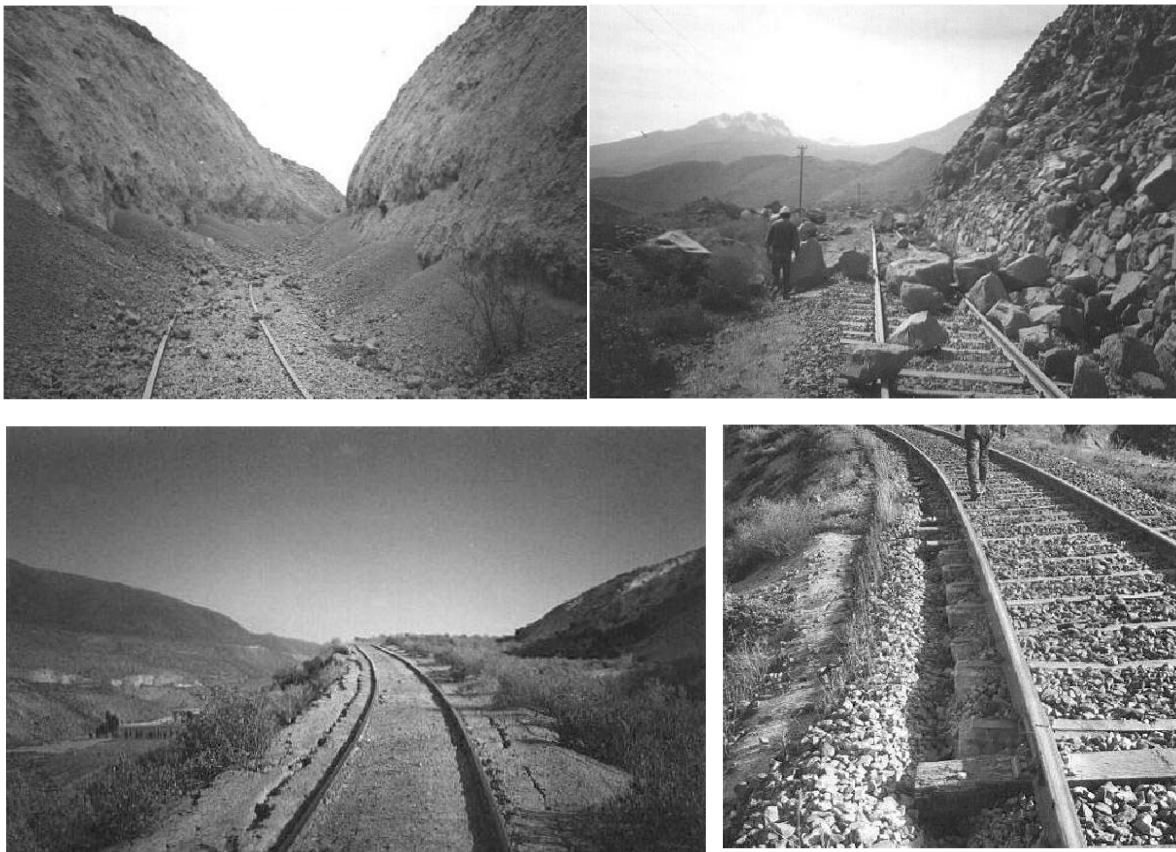


Figura 1-28. Daños correspondientes al terremoto de Ático, Perú, del 23 de junio de 2001. Las imágenes superiores muestran caídas de rocas sobre la vía en zonas escarpadas con taludes elevados. Las inferiores muestran la rotura de la plataforma, asociada a la rigidez propia de la vía, y el descalzamiento del hombro de la banqueta de balasto por desplazamiento de éste. (Byers, 2002).

Tras el terremoto de Kobe de 1995 Nasu (1996) revisó sus previos estudios reuniendo los datos de sus anteriores trabajos (Nasu, 1990; 1995) y caracterizando varios de los elementos del ferrocarril no considerados en ellos. Así, conforme a sus clasificaciones ya presentadas de terraplenes y emplazamientos susceptibles a la licuefacción, propuso otras dos correspondientes a edificios y viaductos (Figura 1.31). En este trabajo consideró la mayoría de daños producidos por el terremoto de 1995 y estableció una clasificación de elementos y daños conforme a los esquemas de la figura 1.29.

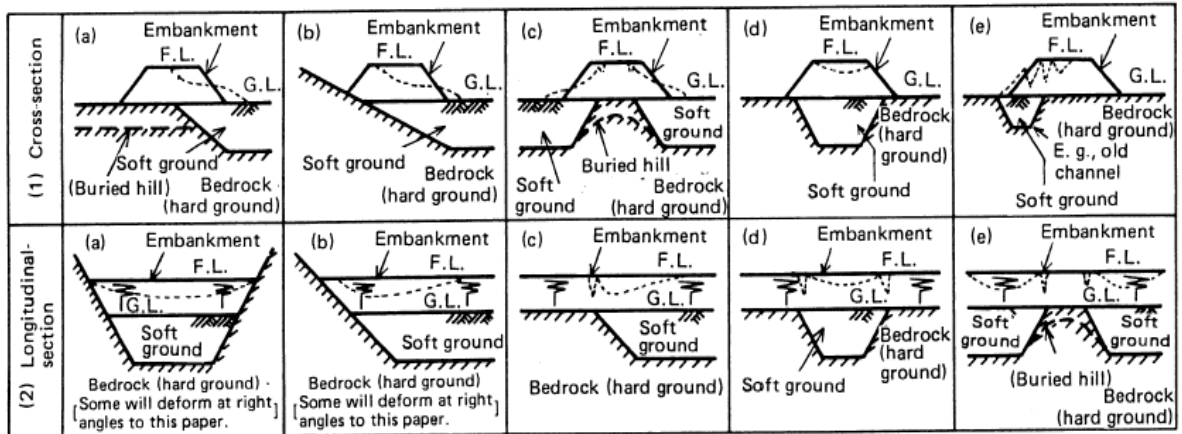


Figura 1-29. Esquemas de los daños producidos por los terremotos a las obras de tierra de las líneas del ferrocarril japonés (Nasu, 1990)

Algunas conclusiones de particular interés son:

1. Aunque históricamente sólo se habían registrado daños en estructuras situadas en suelos blandos y uniformes (de características medias), también había que considerar que estos daños podían producirse en suelos duros.
2. Las estructuras con daños encontradas sobre suelos duros estaban asociadas a estructuras profundas con fuertes inclinaciones.
3. Estas deformaciones estaban asociadas, principalmente a la dirección de la inclinación de la capa soportante.
4. Los daños indicados se produjeron en capas de suelos arenosas, principalmente.
5. La mayoría de los daños se produjeron en estructuras de suelos con fuertes contrastes de rigidez entre las distintas capas de éste.
6. El conjunto de daños indicados correspondía a efectos de subsidencia, roturas e inclinaciones de estructuras situadas sobre suelos, así como a otro tipo de estructuras (edificios principalmente) igualmente situadas sobre este tipo de emplazamientos.
7. Las estructuras situadas sobre capas de arenas y gravas situadas sobre suelos blandos presentaban mayores deformaciones frente al movimiento sísmico que otras estructuras situadas sobre otro tipo de recubrimientos.

Miura (1996) recogió los límites admisibles de deformaciones en la vía como consecuencia de la ocurrencia de un terremoto. En dicho trabajo Miura estableció las máximas deformaciones transversales, para los diferentes mecanismos de deformación, en relación con las longitudes de vía deformadas. En este trabajo el autor planteó, al igual que hicieron otros autores (Nasu, 1996; Nishimura, 1996; 1997), la necesidad de revisar la normativa relativa a la protección frente al riesgo sísmico indicando que las experiencias conocidas no cubrían la posibilidad de futuros daños esperables correspondientes a sismos mayores a los considerados o la ocurrencia de sismos en zonas históricamente libres de ellos.

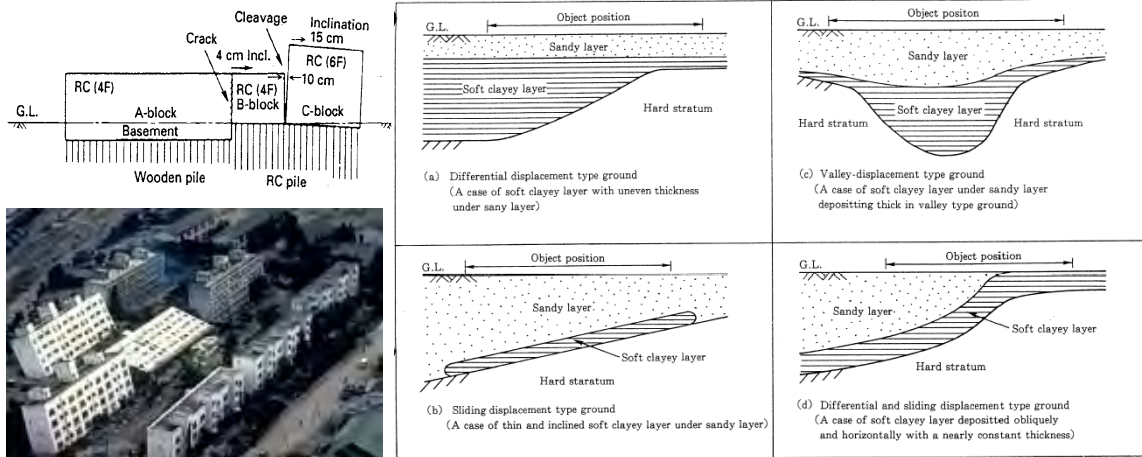


Figura 1-30. Esquema de daños producidos en estructuras por vuelco de las mismas debido a reblandecimiento y licuefacción de suelos por efectos del terremoto de Niigata (Nasu, 1995). Las figuras de la izquierda muestran el esquema de deformación de los edificios de la estación de Niigata y la clásica imagen de los bloques de viviendas volcados por la licuefacción de suelos, del mismo terremoto de Niigata de 1964. A la derecha se muestran los cuatro tipos de situaciones encontradas por Nasu en los daños por licuefacción estudiados por él.

Miyamoto et al. (1997) estudiaron el comportamiento de los trenes durante la ocurrencia de un sismo en relación con la circulación normal por la vía. Determinaron la respuesta de los trenes frente a las oscilaciones de la vía y analizaron las diferentes fuerzas actuantes sobre cada uno de los elementos de la infraestructura, estableciendo los límites admisibles para la seguridad de la circulación de los trenes conforme a una serie de suposiciones: a) Deformación armónica y elástica de la vía; b) vibración uniforme a lo largo de la vía y c) ausencia de irregularidades y deformaciones en la vía y las estructuras. Estas hipótesis recogen de forma general las empleadas en esta Tesis y los resultados no difieren de los en ella indicados.

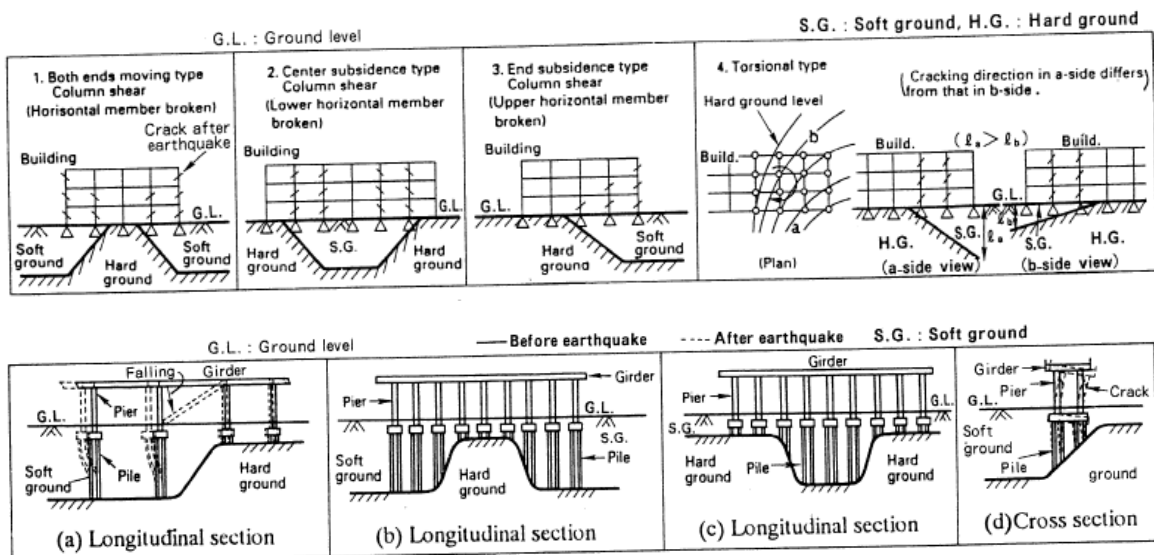


Figura 1-31. Esquemas de deformación y fractura de edificios y estructuras elaborados por Nasu (1996) tras el terremoto de Kobe, complementando los representados en las figuras 1.28 y 1.29.

Los últimos trabajos considerados en este apartado, del último terremoto de los que se dispone de información de daños al ferrocarril, corresponden al terremoto de Niigata del 23 de octubre de 2004 (Morimoto et al., 2004; Ashford y Kawamata, 2004; EERI, 2005). Así, como ya se ha indicado, este terremoto produjo el primer descarrilamiento de los trenes de alta velocidad Shinkansen desde su puesta en servicio en 1964 y desde la puesta en servicio del sistema de alerta sísmica UrEDAS en 1982, produciendo el descarrilamiento de una rama del tren bala a lo largo de 1400 metros de vía, afectando de forma importante a la vía aunque sin producir víctimas. Así, este hecho muestra un nuevo escenario de daños no considerado anteriormente, los correspondientes al descarrilamiento de los trenes a altas velocidades (en este caso a 260 Km/h) sin que se produzca el vuelco de los mismos (Figura 1.33). Los daños producidos por el recorrido de una composición descarrilada a tal velocidad hasta su total detención producen, igualmente cuantiosos daños en los elementos de la vía, de forma que la restitución del servicio requiere importantes trabajos y prolongados periodos de tiempo antes de disponer nuevamente de la completa funcionalidad de la vía y las instalaciones.

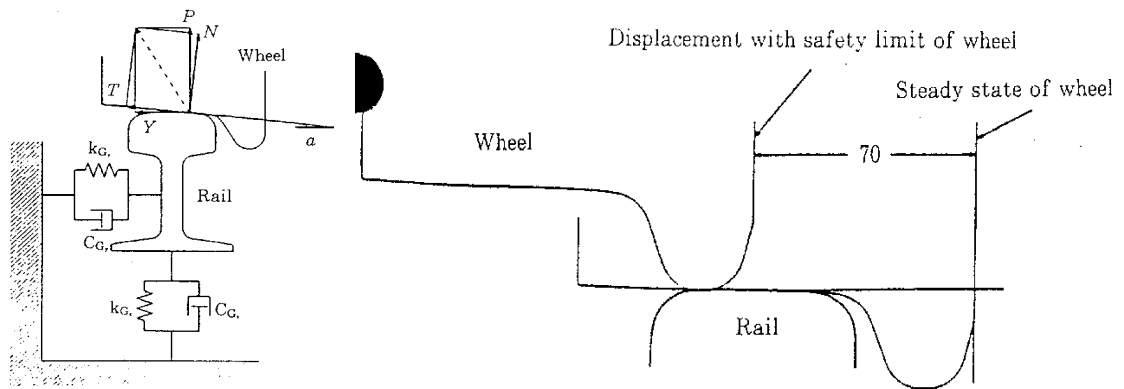


Figura 1-32. Esquema del análisis de la interacción rueda-carril propuesto por Miyamoto et al. (1997) para el estudio de las acciones sísmicas sobre los trenes. La figura de la izquierda muestra el modelo planteado para las oscilaciones vertical y horizontal. En la figura de la derecha puede verse el estado límite de desplazamiento de la rueda sobre el carril que produce el descarrilamiento. En este caso los autores no consideraron el giro completo de la composición, sino el “salto” de la rueda sobre el carril una vez superado cierto ángulo de inclinación de ésta sobre el mismo.



Figura 1-33 . Daños producidos en el terremoto de Niigata de 2004. Las imágenes superiores muestran la situación del descarrilamiento del tren Shinkansen tras la ocurrencia del sismo y tras los primeros trabajos de adecuación de la vía con objeto de proceder a su retirada. Las imágenes centrales muestran una sección de carril deformada y fracturada y un eje de la composición descarrilado y responsable de la rotura de varios cientos de sujeciones a lo largo del tramo de vía recorrido tras su descarrilamiento, habiendo sido éste del orden de 1400 metros (Morimoto et al., 2004). Las figuras inferiores muestran daños en la vía por pandeo lateral en una sección recta de vía y en una cuña de transición en un estribo de un viaducto (Ashford y Kawamata, 2004).

1.4.2. Información adicional sobre daños sísmicos en el ferrocarril

Según se ha indicado anteriormente, en este apartado se muestran imágenes recopiladas de múltiples instituciones, principalmente a través de sus direcciones de Internet, que recogen daños en el ferrocarril en el periodo que abarca desde el terremoto de Charleston de 1886 hasta el último terremoto producido en Niigata, en Japón, en octubre de 2004.



Figura 1-34. Terremoto de Charleston (31-08-1886), magnitud estimada de 6.6-6.9 en la escala de Richter. Descarrilamiento por vuelco del tren producido por el efecto de la interacción directa tren-vía y deformación permanente de la vía por flexión transversal de la misma (pandeo). En la figura de la izquierda se observa que no existe una deformación permanente apreciable en la vía, habiéndose producido sin embargo el vuelco del tren, lo que hace de este caso un daño de tipo I. La figura de la derecha claramente pertenece a daños de tipo II.

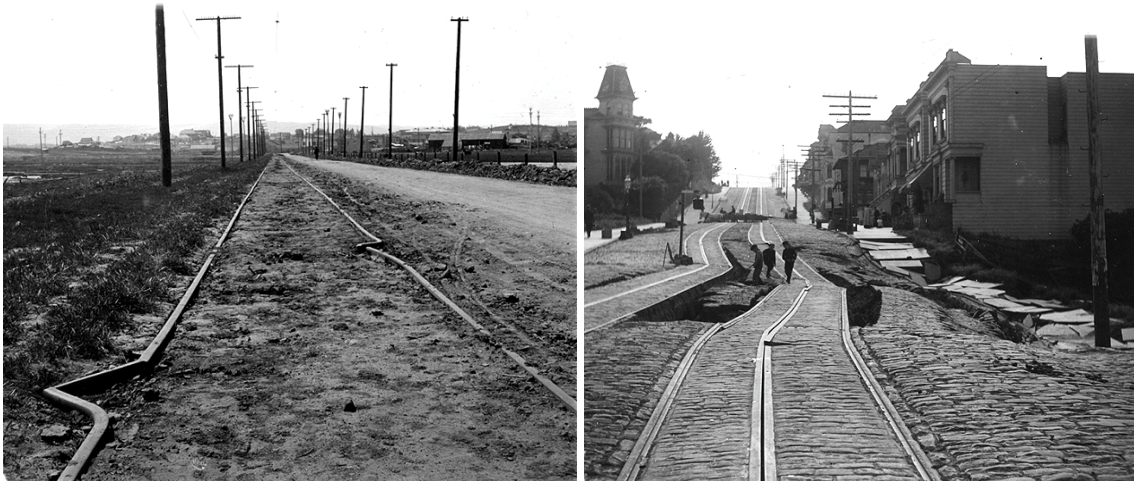


Figura 1-35. Terremoto de San Francisco (18-04-1906) magnitud $M_w=7.9$. Imágenes correspondientes a daños de tipo II: la de la izquierda muestra la deformación de la vía, en alineación recta, por efecto del pandeo lateral de la vía. La fuerte curvatura de las deformaciones, que llegan a ser casi triangulares, indica que las tensiones se han producido longitudinalmente en los carriles, habiéndose liberado en dos puntos próximos, aunque no completamente alineados. Esto se debe a que no se observa la existencia de traviesas que conecten mecánicamente ambos carriles, con lo que cada uno de ellos se ha deformado por su punto más débil. La figura de la derecha muestra igualmente daños de tipo II, sin embargo aquí el mecanismo es diferente, ya que al tratarse de carriles embutidos en el adoquinado de la calle, ha sido la propia deformación transversal de dicho adoquinado la que ha arrastrado a los carriles deformándolos.

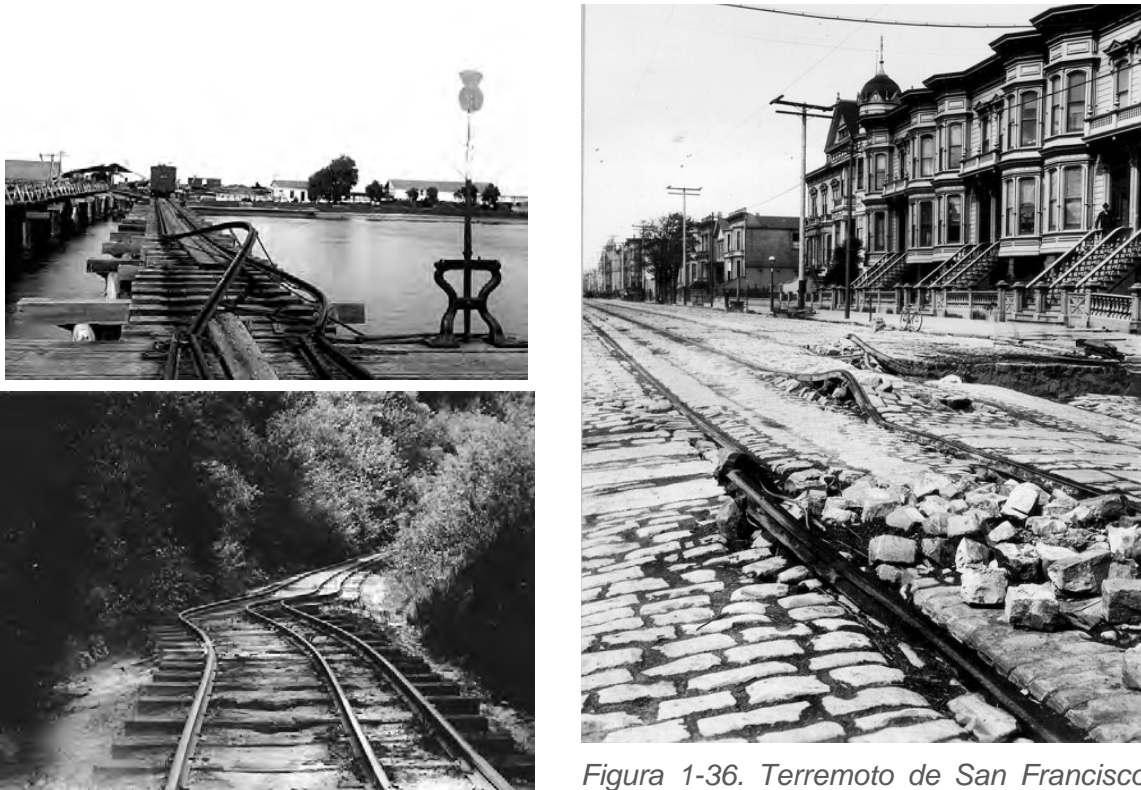


Figura 1-36. Terremoto de San Francisco (18-04-1906). Deformaciones de vía de tipo

II: la imagen superior izquierda muestra la deformación principalmente vertical del carril debido a una compresión longitudinal del mismo con el resultado de la rotura de las sujeciones de los carriles a las traviesas. La imagen inferior izquierda muestra una deformación transversal por pandeo de la vía. Indicar las especiales características de esta vía ya que corresponde a un doble ancho con tres carriles, lo que aporta una mayor rigidez a la vía y por tanto la dota de una mayor resistencia. La imagen de la derecha recoge la deformación vertical de los carriles del tranvía embutidos en el adoquinado urbano y muestran la deformación longitudinal de la calle que ha producido la expulsión de algunos adoquines de su emplazamiento en el suelo y que ha forzado la elevación vertical del carril en varios puntos de la vía.

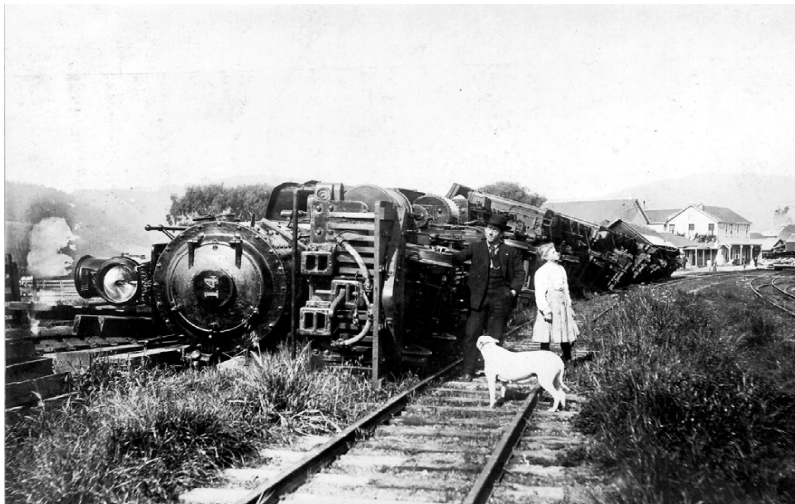


Figura 1-37. Terremoto de San Francisco (18-04-1906): La imagen muestra el vuelco de un tren sin deformación permanente de vía, lo que corresponde a daños de tipo I. Se observa como el vuelco completo corresponde a la locomotora, la cual tiene el Centro de Masas más elevado que los vagones. De este modo puede verse como los vagones se encuentra descarrilados por "arrastre" del vuelco de la locomotora. Puede asegurarse por tanto que la aceleración transversal efectiva excedió en dicho emplazamiento el valor de 0.3 g.



Figura 1-38. Terremoto de Fukui, Japón (28-06-1948), magnitud $M_w=7.0$. Las dos imágenes de la izquierda muestran deformaciones de vía conforme al tipo II. En la imagen central se observa la deformación de la vía por efecto de la deformación de la plataforma, no apreciándose deformación de la vía por acumulación de esfuerzos sobre la misma. La imagen de la derecha corresponde al vuelco de un tren por la interacción directa tren-vía en la zona epicentral del sismo (Tipo I).

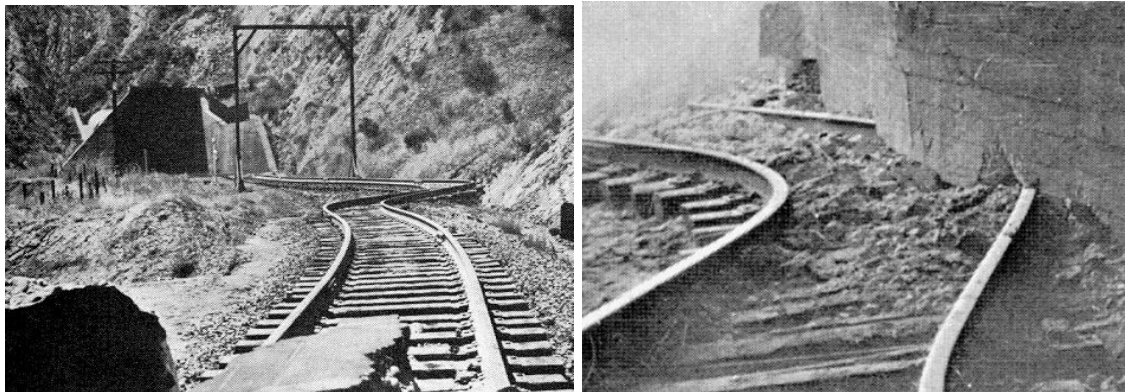


Figura 1-39. Terremoto de Kerncounty (21-07-1952), magnitud 7.5. Se observa la deformación transversal de la vía por efecto de la transmisión de ondas a través de ésta (principalmente transversales) y como el muro de la entrada del túnel acabó sobre uno de los carriles. Este efecto muestra que además de la oscilación de la vía, hubo de producirse un giro de la parte estructural del paramento, lo que hizo que la vía penetrase bajo el mismo. Esto muestra una combinación de los daños de tipo II y III indicados.



Figura 1-40. Terremoto de Anchorage, Alaska (28-03-1964), magnitud 9.2. Los daños mostrados en las imágenes corresponden a la deformación permanente de la vía (Tipo II).

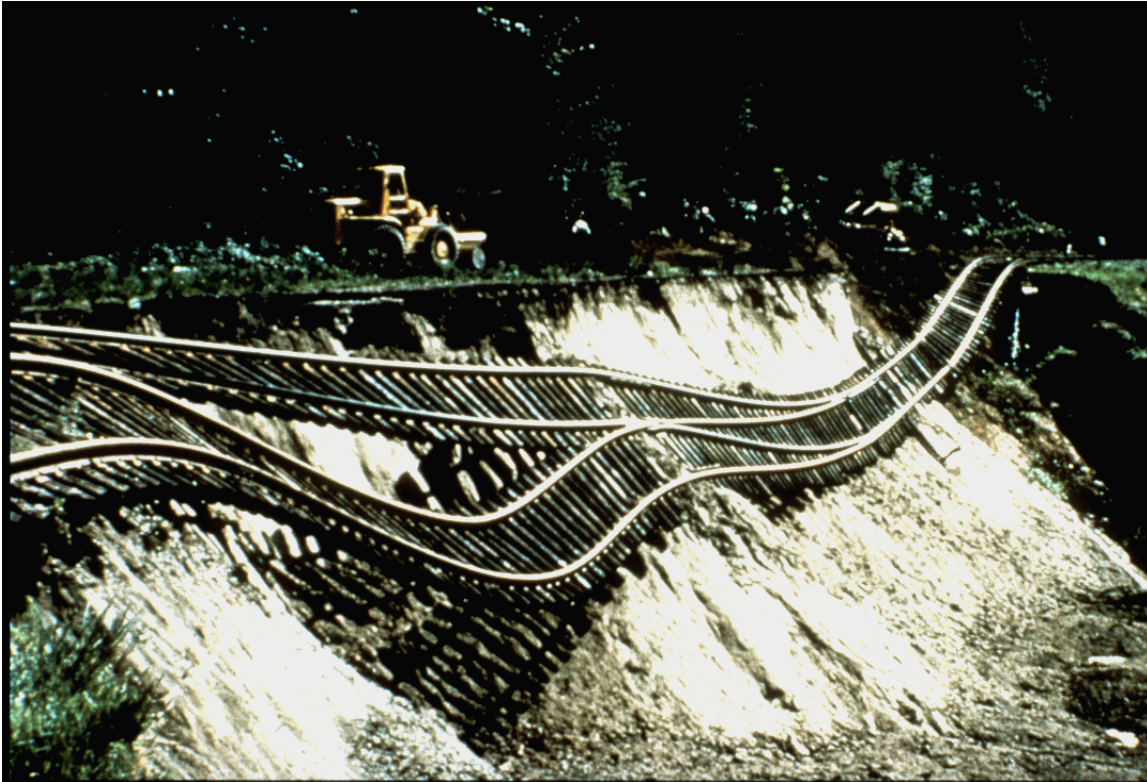


Figura 1-41. Terremoto de Seattle, Washington (29-04-1965), magnitud 6.5-6.7. Los daños que se muestran corresponden a un deslizamiento de ladera, pudiéndose considerar daños de Tipo IV.



Meckering (WA) Earthquake, 14th October 1968
(Photo courtesy of Alice Snooke)

Figura 1-42. Terremoto de Meckering, Australia (14-10-1968), magnitud 6.9. Las imágenes muestran daños correspondientes al Tipo II. La imagen de la izquierda corresponde a una sección de vía sustituida en el tramo presentado en la figura de la derecha. En esta figura es importante indicar que a la izquierda de la vía se observan carriles tendidos junto a ella, sin sujeción a las traviesas y que si bien muestran deformación cerca del trazado en curva, en la parte correspondiente a la sección recta no se han deformado. Ello se debe a que su rigidez era mucho menor a la vía sujeta con traviesas y las tensiones inducidas en ellos se han transmitido a lo largo de la barra larga liberándose hasta encontrar un punto con una mayor rigidez.



Figura 1-43. Terremoto de Guatemala (04-02-1976), magnitud 7.5. Daños en el ferrocarril correspondientes al tipo II en dos emplazamientos distintos.



Figura 1-44. Terremoto de Edgecumbe, Nueva Zelanda (02-03-1987), magnitud 7.5. Las imágenes superiores y la inferior derecha muestran daños del Tipo II. La inferior izquierda muestra el vuelco de una locomotora diesel correspondiendo a daños del Tipo I.



Figura 1-45. Terremoto de Kobe (16-01-1995), magnitud 6.9. Las imágenes superiores muestran el colapso de la vía elevada en un tramo de la Hanshin Expressway (daños Tipo IV), mientras en la inferior se recogen los trabajos de reconstrucción

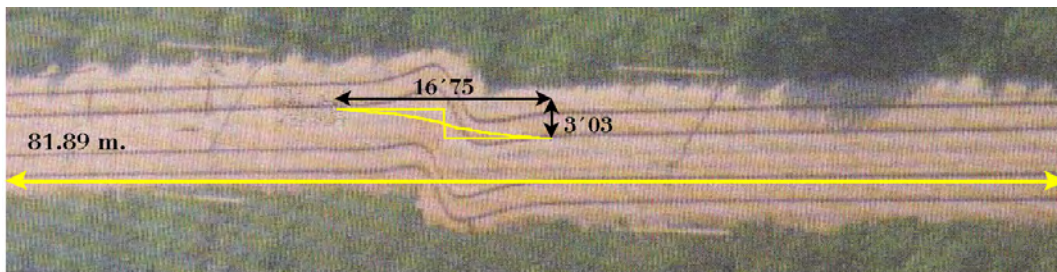


Figura 1-46. Terremoto de Izmit (17-08-1999), magnitud 7.4. La imagen superior muestra los daños sobre una línea de ferrocarril de características similares a las construidas en España. En la inferior se indican las magnitudes de las deformaciones y desplazamientos producidos en la misma (Rodríguez y Herráiz, 2001). Es preciso indicar que en este caso la deformación de la vía se debe a que el tramo afectado se encontraba sobre la traza de la falla que produjo rotura en la superficie.



Figura 1-47. Terremoto de Chi-Chi, Taiwán (21-09-1999), magnitud 7.6. Sección de vía retirada con daños de Tipo II.

1.4.3. Direcciones útiles con información de daños al ferrocarril

Puede encontrarse información de terremotos históricos con imágenes de daños, incluidos aquellos producidos al ferrocarril en las siguientes direcciones de Internet.

<http://libraryphoto.er.usgs.gov>

<http://www.shopoutdoors.com/earthquake.html>

http://nisee.berkeley.edu/eqiis_earthquakes.html

<http://www.absconsulting.com/catastropheReports.html>

<http://nisee.berkeley.edu/images/servlet/KozakChronological>

<http://library.thinkquest.org/03oct/01428/earthquake1en.html>

<http://libraryphoto.er.usgs.gov>

<http://www.shopoutdoors.com/earthquake.html>

http://nisee.berkeley.edu/eqiis_earthquakes.html

<http://www.absconsulting.com/catastropheReports.html>

<http://nisee.berkeley.edu/images/servlet/KozakChronological>

<http://library.thinkquest.org/03oct/01428/earthquake1en.html>

1.5. CONCLUSIONES

Como principales conclusiones de este capítulo pueden enumerarse las siguientes:

1. Una vez analizadas las características constructivas de las infraestructuras de las líneas de alta velocidad (LAV), se muestra que existe una alta vulnerabilidad de las mismas frente a las acciones sísmicas, considerando que dicha vulnerabilidad proviene no de falta de resistencia de sus elementos, sino de los estrechos límites de deformación (de unos pocos milímetros) que éstas permiten para asegurar la circulación de los trenes de alta velocidad (por encima de 250 km/h) por ellas.
2. Se han presentados tres efectos principales que se muestran como más probables a la hora de producir desestabilizaciones en los trenes de alta velocidad: a) interacción directa tren-vía; b) deformación transversal de la vía y c) oscilaciones de las pilas de los viaductos. Junto a estos tres, que de forma analítica y con formulaciones simples pueden estudiarse y permiten la obtención de unos primeros resultados que justifiquen modelos más complejos y realistas, existen otros que en posteriores estudios habrán de abordarse para tener un mejor conocimiento de todos los fenómenos asociados a los terremotos, incluyendo las interacciones entre diferentes elementos de la infraestructura y fenómenos de propagación de ondas mecánicas de diversos tipos a través de ellos.
3. Se han presentado problemas que en la actualidad afectan a las LAV y que provienen de la generación y transmisión de ondas mecánicas por efecto de la circulación de los trenes de alta velocidad y que producen daños en la infraestructura a partir de fenómenos de propagación de ondas, fenómenos que, en principio, no han de ser diferentes a los producidas por los movimientos sísmicos. Así, se plantea como punto de partida del estudio de estos efectos, el análisis del tipo de ondas inducidas por los trenes y su comportamiento en su propagación por la vía, con el fin de caracterizar los posibles daños asociados a ellas y por extensión los producidos por ondas similares que provengan de movimientos sísmicos.
4. Se han estudiado los modelos teóricos desarrollados por otros investigadores para varios mecanismos de descarrilamiento para los trenes de alta velocidad

por efectos de los terremotos y se ha encontrado que, dentro de los límites de validez de las hipótesis planteadas, los resultados obtenidos con los modelos propuestos en esta Tesis se ajustan adecuadamente a los de aquellos.

5. Se han calculado límites de las aceleraciones transversales aceptables para los trenes de alta velocidad, tanto para la interacción directa tren-vía como para el recorrido de secciones deformadas de vía y se han establecido, en función de las características geométricas y distribuciones de masas de los diferentes trenes de la LAV Madrid-Sevilla, valores de 0.3 g para el comienzo de la elevación de las ruedas de los carriles y de 0.4 g para producir el vuelco completo. Estos valores son aplicables a las cabezas tractoras de las ramas AVE y a las locomotoras 252 de los trenes Talgo 200, siendo estos componentes de los trenes más vulnerables que el resto de los coches de las composiciones. Igualmente se han formulado expresiones analíticas para calcular las deformaciones transversales de las vías por efectos de los sismos y que permiten conocer los radios de curvatura a partir de medidas sobre el tramo de vía deformada con el fin de determinar la máxima velocidad admisible para el recorrido de los trenes por ella.
6. La revisión tanto de informes de daños al ferrocarril durante la ocurrencia de algunos terremotos, como la información disponible de estos daños en informes generales de daños y las imágenes existentes de daños históricos al ferrocarril por las acciones sísmicas, corroboran el tipo de acciones planteadas en esta Tesis como más peligrosas, así como los valores de deformaciones esperables por las mismas. Así la experiencia histórica apunta a la existencia de una “verdadera” vulnerabilidad de las líneas de ferrocarril frente a los terremotos, vulnerabilidad que es apreciablemente mayor cuando dichos daños se producen sobre las LAV.
7. Finalmente, casi cien años separan las dos imágenes de la figura 1.48 y ambas se encuentran producidas por las mismas causas, causas que volverán a ocurrir y volverán a afectar a las cada vez más extendidas líneas de ferrocarril y también cada vez más extendidas LAV. Tener un mejor conocimiento de los orígenes y desarrollo de estas causas permitirá avanzar hacia un ferrocarril cada vez más rápido, más rentable, más eficaz y, sobre todo, más seguro.



Figura 1-48. Imágenes ya presentadas del terremoto de San Francisco de 1906 y de Niigata de 2004. Si bien 98 años separan ambas imágenes, éstas muestran que en este tiempo algunas cosas no han cambiado en el ferrocarril: continúan existiendo elementos inherentes al mismo que forman parte tanto de sus beneficios en su normal utilización (alta eficiencia energética por la baja disipación de energía en la rodadura de las ruedas metálicas sobre carriles metálicos), como de los perjuicios que los hacen especialmente vulnerables a las acciones transversales, igualmente por el bajo coeficiente de fricción entre los mencionados elementos.

2. ACCIONES SÍSMICAS

2.1. INTRODUCCIÓN

En la introducción de esta Tesis ya se ha apuntado el especial tipo de sismicidad que afecta a la Península Ibérica y que determina dos hechos principales:

- a) La existencia de una distribución geográfica irregular de la sismicidad; e, igualmente,
- b) Una distribución temporal de la misma muy irregular cuando se consideran los sismos de magnitudes importantes, $M > 6.0$ (CCS, 2001)

Estos hechos llevan a que existan importantes contradicciones acerca de la validez de los criterios antisísmicos indicados en la Normativa correspondiente y que por ello exista una activa controversia del colectivo de expertos en Sismología e Ingeniería Sísmica que estudian dichos fenómenos.

Rodríguez (2000) analizó el cumplimiento de la normativa sismorresistente por los servicios del ferrocarril y más específicamente de la LAV Madrid-Sevilla, construida en un periodo de existencia y obligada aplicación de Normativa Sismorresistente, y encontró que en el momento de su diseño y construcción cumplía con la Normativa en vigor, la PDS-1 (PDS-1, 1974). Aún así, al analizar la normativa en vigor en el momento del estudio encontró la dificultad de aplicar directamente esta norma a las obras de ingeniería civil, ya que únicamente recogía prescripciones específicas para estructuras de edificación, no existiendo un método simplificado de cálculo para otros tipos de estructuras.

También encontró que la Unidad de Negocio de Mantenimiento de Infraestructura de Renfe (UN de MIN), organización responsable del mantenimiento de la infraestructura de la LAV Madrid-Sevilla, revisó dichos criterios de diseño conforme a la NCSE-94, adaptando aquellos elementos que requirieron modificaciones.

Aunque no es el objeto de esta Tesis realizar una revisión exhaustiva de la Normativa Sismorresistente presente ni pasada, si es conveniente indicar una serie de limitaciones que diversos autores han ido mostrando a lo largo de los respectivos periodos de aplicación y que ha llevado a numerosas propuestas de modificaciones, algunas dentro de la Comisión Permanente de elaboración y revisión de dicha normativa (Martín, 1998; Rodríguez, 2000; CCS, 2001; Blázquez, 2003), con vistas a actualizarla y mejorarla, principalmente después de las nuevas lecciones que han ido aprendiéndose de los últimos terremotos destructivos ocurridos en la última década.

Como ya indicó Rodríguez, la publicación de la normativa antisísmica en España ha estado acompañada de situaciones paradójicas que pudieran haber influido en el, al parecer, bajo nivel de cumplimiento que se hace de ella. La primera situación especial, se dio con la publicación de la NCSE-94, que se produjo pocos meses después del terremoto de Northridge del 17 de enero de 1994. Este terremoto produjo daños graves e inesperados sobre estructuras que cumplían adecuadamente criterios antisísmicos de contrastada validez y que habían resistido terremotos como el de Whittier Narrows (1987) y Loma Prieta (1989). De hecho la NCSE-94 basaba buena parte de sus criterios en la normativa americana. Esto produjo una situación paradójica: se implantaba legalmente una norma que acababa de mostrar algunas importantes deficiencias en sus planteamientos y que habían producido ejemplificadoras muestras de daños estructurales (caídas de tramos de autopistas elevadas unos sobre otros, atrapando coches entre ellos) por limitaciones en las prescripciones de diseño indicadas en la misma.

Un año después, el 17 de enero de 1995, se produjo el terremoto de Kobe. Este sismo provocó una autentica conmoción en la comunidad científica ya que multitud de estructuras, edificios e instalaciones diseñadas y construidas con una de las normativas

antisísmicas más moderna y exigente del mundo, colapsaron completamente o sufrieron daños que hicieron imposible su reparación, siendo necesaria su completa demolición y posterior reconstrucción.

La imagen del vuelco de varios cientos de metros de la autopista elevada Hanshin Expressway de Kobe cruzó el mundo y puso de manifiesto que el conocimiento existente, y que en los últimos 30 años había servido ampliamente y de forma útil para evitar daños tanto en el área de California como en Japón, no era tan completo ni tan cierto como se pensaba.

Si bien el número de muertos en este terremoto no fue muy elevado (alrededor de 6300), los daños se dispararon de tal modo que únicamente un país con la riqueza de Japón pudo hacer frente a los trabajos de reconstrucción de los edificios, estructuras y servicios dañados (CCS, 1999). Más aún, únicamente un país de dichas características podía afrontar los trabajos y estudios necesarios para mejorar las condiciones de los elementos dañados, ya que las experiencias aprendidas de este terremoto mostraban que las prescripciones técnicas definidas para los existentes tenían carencias que los hacían claramente inseguros. Concretamente, uno de los servicios que se vio fuertemente dañado fue el ferrocarril, y a partir de este terremoto la administración ferroviaria japonesa modificó la normativa sismorresistente aplicable a las estructuras del ferrocarril con el fin de adecuarla a la realidad de los efectos conocidos del último terremoto (Nishimura, 1996). Los daños y víctimas producidos por este terremoto se debieron a dos causas principales, una intrínsecamente sísmica y otra eminentemente organizativa, como ya se había producido en otros terremotos de similares magnitudes (García Yagüe, 2000).

La primera incluía varios efectos asociados a la propagación de ondas sísmicas que confluyeron para producir una gran acumulación de daños en el entorno de la ciudad de Kobe. Entre otros, hay que considerar el efecto de direccionalidad asociada a la fuente sísmica, la cual debido a su orientación y proximidad a Kobe produjo la concentración de la energía radiada en dicha dirección. Por otro lado, el efecto de la resonancia de la estructura geológica local, delimitada por una cordillera paralela a la costa produjo que buena parte de la energía quedara cautiva en dicha estructura y resonase dentro de la cuenca produciendo un aumento local de la aceleración sísmica y por tanto de los daños producidos. Esta amplificación local produjo efectos de licuefacción e importantes alteraciones de los suelos del área, la que, por otro lado, había sido ganada al mar en algunas zonas. Surge así, por vez primera, el factor considerado en esta Tesis como condicionante más importante de las consecuencias que tendría un sismo sobre los servicios ferroviarios, el denominado “efecto local”, que se analiza en detalle en el siguiente capítulo.

La segunda causa que si bien no influyó en los daños estructurales sí contribuyó a aumentar el número de víctimas y agravar las consecuencias del sismo, fue la desorganización de la sociedad civil de Kobe frente al terremoto. A pesar de que en Kobe históricamente se conocían terremotos como el de 1995, las medidas preventivas existentes eran bastante más relajadas que las existentes en otras zonas cercanas. Terremotos como el de Kobe eran esperados en Tokio, por ejemplo, por lo que en dicha ciudad y su área metropolitana existían protocolos de emergencia, medidas formativas y se realizaban simulacros para tener preparada a la población frente a los terremotos. Igualmente existía un detallado programa de actuación post-sísmica para hacer frente a las necesidades de asistencia y restitución de los servicios básicos. Un dato significativo que muestra los problemas de organización producidos tras el terremoto fue que en los seis primeros días posteriores a éste únicamente se evacuaron 12 personas en helicóptero.

Después del terremoto de Kobe, en abril de 1995, el Consejo de Ministros de España aprobó a través de un Acuerdo la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo Sísmico (DBPRS, 1995), en la que se establecía la obligatoriedad de las Administraciones Públicas de profundizar en el análisis de riesgo sísmico de aquellas zonas, elementos y servicios que se mostrasen más vulnerables frente a él. Hasta la

actualidad, este documento es la última prescripción normativa y/o legal publicada que considera la necesidad de prever medidas para evitar daños por efecto de un movimiento sísmico.

Finalmente, y como última consideración de esta introducción, es preciso considerar la necesidad de homogeneizar los criterios y principales factores de definición y evaluación del riesgo sísmico. De este modo se requiere aclarar el significado de algunos términos de uso habitual y habitual controversia en el lenguaje tanto coloquial como especializado. Así han de definirse términos de extendido uso como riesgo o vulnerabilidad. Al no existir una fuente única que permita delimitar el alcance técnico y científico de las definiciones, en esta Tesis se ha optado por utilizar aquellas indicadas en el Diccionario MAPFRE de Seguridad Integral (Fundación MAPFRE Estudios, 1993), único diccionario técnico de términos pertenecientes a diferentes campos de la seguridad, incluidos los riesgos naturales, publicado en 4 idiomas (Español, Inglés, Francés y Portugués). A continuación se indican los términos principales utilizados en este trabajo, indicando entre paréntesis sus sinónimos en los otros tres idiomas. Su elección se ha debido a que estas definiciones son coherentes con las utilizadas en la normativa europea de seguridad en el ferrocarril que a continuación se analiza.

- **Riesgo Sísmico:** Medida de la probabilidad de que las consecuencias sociales o económicas de los terremotos sean iguales o superen valores específicos en un emplazamiento durante un periodo de exposición determinado. (i: seismic risk; f: risque sismique; p: risco sísmico).
- **Peligro de la Naturaleza:** Fenómeno de la naturaleza potencialmente peligroso para las personas, bienes materiales o el propio medio ambiente. (i: natural hazard; f: danger naturel; p: perigo da natureza).
- **Vulnerabilidad:** Medida del alcance de los daños que puede llegar a sufrir un elemento o conjunto de elementos ante la ocurrencia de un riesgo determinado. (i: vulnerabilty; f: vulnérabilité; p: vulnerabilidade).
- **Daño:** Pérdidas de vidas humanas, lesiones corporales, perjuicios materiales y financieros y deterioro del medio ambiente, resultado directo o indirecto de un accidente. (i: damage; f: dommage; p: dano).
- **Microzonación sísmica:** Proceso de división en zonas en función de la peligrosidad sísmica absoluta o relativa de cada región que se basa en las características geológicas, sismológicas, hidrológicas y geotécnicas de las mismas. (i: seismic microzoning; f: microzonation sismique; p: microzonificação sísmica).
- **Zonación sísmica:** División de un territorio en regiones que posean diferentes códigos de construcción, como consecuencia de los análisis de los datos obtenidos de una red de estaciones sísmicas. (i: seismic zonation; f: zonation sismique; p: zonificação sísmica).

2.2. NORMATIVA SISMORRESISTENTE

Actualmente existen dos documentos de obligado cumplimiento en lo que respecta a establecer los requisitos constructivos de edificios y estructuras frente a las acciones sísmicas esperables en España. Adicionalmente existe otra norma técnica, hasta el momento con carácter consultivo, elaborada por la Unión Europea que será la futura norma sismorresistente europea. Estos documentos son:

- a) Real Decreto 997/2002, de 27 de septiembre, por el que se aprueba la norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-02).
- b) La Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo Sísmico.
- c) El Eurocódigo-8 (Norma ENV-1998).

Un detallado análisis de las prescripciones establecidas en dicha normativa, considerando su aplicación a las infraestructuras de las LAV y a los servicios de los trenes de Alta Velocidad puede seguirse en Rodríguez (2000). Desde dicho trabajo hasta la actualidad el único cambio que se ha producido en la normativa ha sido la sustitución de la NCSE-94 por la NCSE-02, por lo que en este apartado sólo se indicarán las modificaciones más significativas entre ambas normas con relación a las prescripciones aplicables a las LAV.

Las modificaciones que introduce la NCSE-02 con respecto a la NCSE-94 son relativamente escasas y su principal contribución se concreta en actualizar el mapa de peligrosidad sísmica para dar cabida a los terremotos producidos entre los años 1996-97 en la zona sureste de Galicia y la extensión de la clasificación de las construcciones consideradas de especial importancia a estructuras e instalaciones de servicios públicos, como es el caso del ferrocarril. Así, dentro de las mencionadas construcciones, definidas como **“aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos”**, son aplicadas a los servicios del ferrocarril las siguientes:

- **Las estructuras pertenecientes a vías de comunicación tales como puentes, muros, etc. que estén clasificadas como de importancia especial en las normativas o disposiciones específicas de puentes de carretera y de ferrocarril.**
- **Edificios e instalaciones vitales de los medios de transporte en las estaciones de ferrocarril, aeropuertos y puertos.**

En ambos casos, la NCSE-02 establece los límites de aplicación, de forma general, a aceleraciones básicas mayores de 0.04 g, y mayores de 0.08 g para construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados. Si se trata de edificios de más de siete plantas, la norma será de aplicación si la aceleración de cálculo es igual o mayor que 0.08 g. También se establece el valor de 0.04 g como límite si se consideran terrenos potencialmente inestables.

En cuanto a las construcciones de especial importancia consideradas anteriormente como pertenecientes a los servicios del ferrocarril, para las primeras, la aplicabilidad de la norma concluye en lo indicado ya que el resto de prescripciones de la norma son únicamente aplicables a estructuras de edificación y no existen métodos simplificados de cálculo para las estructuras de ingeniería civil. Nuevamente, y como ya se indicó en Rodríguez (2000), para la NCSE-94, continúa existiendo la necesidad de desarrollar la parte de la NCSE-02 correspondiente a las obras de ingeniería civil. La figura 2.1 recoge el mapa de peligrosidad sísmica de la NCSE-02 junto con la última propuesta del Plan de Infraestructuras del Transporte mostrado en la Figura 1.1.

Las lagunas dejadas por las normas sismorresistentes en cuanto a los elementos considerados y los métodos de cálculo admisibles para justificar la adecuada resistencia de éstos frente a las acciones sísmicas, llevó a la publicación de la ya mencionada **“Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo Sísmico”**. En ella se establecen criterios que han de seguirse con construcciones realizadas con anterioridad a la publicación de las diferentes normas sismorresistentes.

Esta Directriz es desarrollo del Real Decreto del 24/04/1992 que aprobó la **Norma Básica de Protección Civil**, definida en el artículo 8 de la **Ley 2/1985**, de 21 de enero, sobre Protección Civil.

En el punto segundo del Acuerdo del Consejo de Ministro que la aprobó, en su punto segundo, se establece la necesidad de la realización de los análisis de peligrosidad y riesgo que las diferentes Administraciones determinen con el fin de llevar a cabo la planificación de territorio y el uso del suelo. Estos análisis han de realizarse con **“... el método que en cada caso resulte más adecuado, con la correspondiente**

justificación técnica y utilizando datos actualizados". Igualmente, la Directriz establece que **"como parte de dichos estudios, cuando afecten a áreas donde sean previsibles sismos de intensidad igual o superior a VII, con periodo de retorno de 500 años, se confeccionará un catálogo de los elementos de riesgo ubicados en aquellas. En este catálogo se incluirán las construcciones que sean consideradas de especial importancia, de acuerdo con la clasificación establecida en el apartado 1.2.2. de la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-94), aprobada por Real Decreto 2543/1994, de 29 de diciembre."**

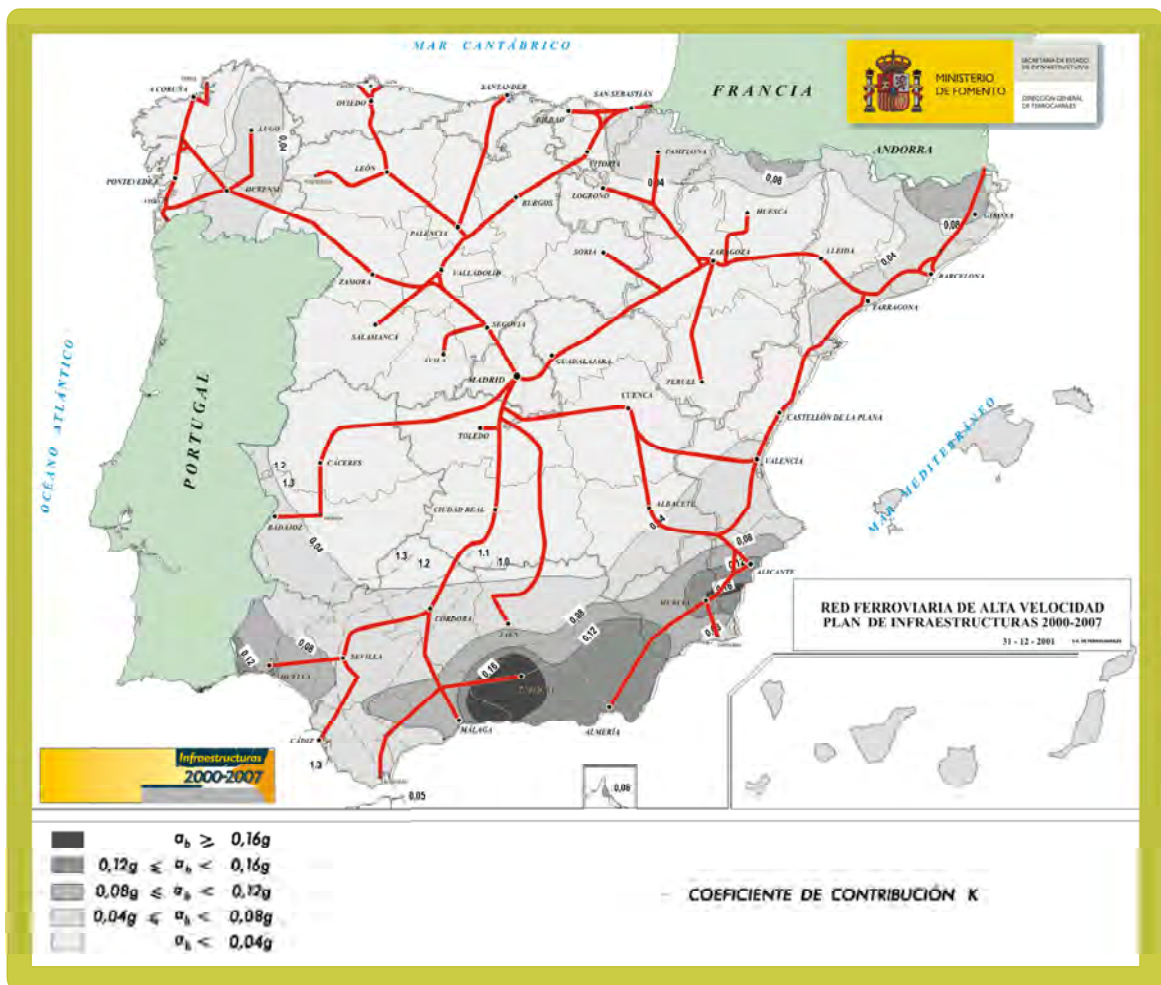


Figura 2-1. Superposición de los mapas de peligrosidad sísmica de la NCSE-02 y del PIT publicado en 2001. Se observa el número de nuevos trazados ferroviarios en LAV que atraviesan zonas con riesgo sísmico. Esta situación es especialmente importante en las comunidades autónomas de Andalucía, Región de Murcia y Región Valenciana y Cataluña. El nuevo PEIT, presentado en enero de 2005 por el Ministerio de Fomento modifica principalmente la consideración del tipo de líneas de ferrocarril a construir, si bien ni el número de las mismas ni sus trazados se ven alterados de forma significativa. De este modo, la principal diferencia entre ambos planes es la distinta consideración de velocidades máximas asignables a los diferentes corredores definidos en ellos.

Tras la publicación de la DBPRS el Senado de España, a través de la Comisión Especial sobre la Prevención y Asistencia en Situaciones de Catástrofe (BOCG, 1998), tras consultar a un nutrido grupo de expertos en diferentes campos de los riesgos y desastres naturales elaboró una lista de propuestas, recomendaciones y medidas estructurales tanto preventivas como correctivas para mejorar la cobertura de la sociedad frente a

dichos riesgos. De igual manera recogió el peligro sísmico como el de mayor capacidad para producir las mayores consecuencias catastróficas en extensas áreas del territorio español. Dentro del conjunto de las recomendaciones, establecía 8 de aplicación directa al riesgo sísmico (de la 17 a la 24), pudiéndose mencionar como las más importantes para el objeto de esta Tesis las siguientes:

- 17. Realizar, por los órganos competentes en materia de ordenación del territorio y urbanismo, estudios de microzonación que complementen los mapas de peligrosidad sísmica existentes, en aquellos ámbitos territoriales donde sean previsibles sismos de intensidad igual o superior al grado VI.**
- 18. Asimismo, por los órganos competentes de las Comunidades Autónomas y de la Administración General del Estado, debería procederse, de acuerdo con una metodología previamente concertada en la Comisión Nacional de Protección Civil, a la elaboración de estudios sistemáticos de vulnerabilidad en los ámbitos territoriales anteriormente señalados, que comprendan las construcciones, instalaciones e infraestructuras, cuya destrucción, con probabilidad razonable, pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio imprescindible para la comunidad o aumentar los daños por efectos catastróficos.**
- 22. Se recomienda la definición de las redes de infraestructuras básicas sismorresistentes que deberían reforzarse de acuerdo con la nueva Normativa sismorresistente (NCSE-94), a los fines de los Planes Especiales de Protección Civil ante el Riesgo Sísmico.**

Pese a la derogación de la NCSE-94 y la publicación de la NCSE-02, los requisitos de la Directriz y las recomendaciones indicadas continúan siendo válidos, aplicando la clasificación 1.2.2. de la NCSE-02, cuyas modificaciones con respecto a la NCSE-94 se han indicado anteriormente.

Paralelamente al desarrollo de la NCSE-94 en Europa se desarrollaba, principalmente debido a la necesidad de disponer de normativa específica aplicable a las construcciones de ingeniería civil, el **Eurocódigo-8** (CEN, 1993). Esta norma europea forma parte de un conjunto de normas denominado **Eurocódigos Estructurales**, para proyectos y obras de edificación e ingeniería civil, que incluye consideraciones tanto estructurales como geotécnicas. Estas normas proceden de la necesaria homogeneización de la calidad de los proyectos y obras de construcción en el ámbito de Unión Europea.

La Tabla 2.1 recoge la estructura general del Programa Eurocódigos, algunos de los cuales son aplicables a las estructuras de las LAV. El conjunto de estos Eurocódigos se define como Normas Europeas Experimentales (ENV) que, considerando los requisitos de su publicación y aprobación, son iguales a las EN (Normas Europeas). Así esta normativa puede coexistir con las diferentes normas de cada país, aún cuando exista contradicción entre ellas, hasta que se conviertan a normas EN. La utilización de las ENV requiere que en cada uno de los países se publiquen los **Documentos Nacionales de Aplicación** (DNA), donde se especifican determinados valores de algunos parámetros de cálculo y se proporcionan guías de aplicación de las correspondientes ENV.

Hasta el momento no se ha publicado en la Legislación Española el Documento Nacional de Aplicación de la ENV-1998 (Eurocódigo-8), por lo que la aplicación de la misma no tiene validez legal, excepto como método contrastado de utilidad para dar cumplimiento a las prescripciones de la Directriz Básica, previa aceptación de la Administración Pública correspondiente.

Finalmente indicar que los Eurocódigos cuyos preceptos afectan a las LAV y que en el futuro serán los aplicables a los proyectos de las futuras LAV son los 1, 2, 6, 7 y 8.

PROGRAMA EUROCÓDIGOS ESTRUCTURALES (1990)		
EN-1991	Eurocódigo 1	Bases de proyecto y acciones sobre las estructuras
EN-1992	Eurocódigo 2	Proyecto de estructuras de hormigón
EN-1993	Eurocódigo 3	Proyecto de estructuras de acero
EN-1994	Eurocódigo 4	Proyecto de estructuras mixtas (hormigón y acero)
EN-1995	Eurocódigo 5	Proyecto de estructuras de madera
EN-1996	Eurocódigo 6	Proyecto de estructuras de fabrica de ladrillo
EN-1997	Eurocódigo 7	Proyecto geotécnico
EN-1998	Eurocódigo 8	Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes
EN-1999	Eurocódigo 9	Proyecto de estructuras de aleaciones de aluminio

Tabla 2-1. Estructura de los Eurocódigos Estructurales

2.3. OTRAS NORMAS DE APLICACIÓN AL FERROCARRIL

Existe otra normativa que, de forma independiente al camino seguido por la ya referida, apunta hacia el mismo objetivo: tener conocimiento del riesgo asociado a un determinado peligro; siendo el peligro el terremoto y el elemento afectado el servicio ferroviario. Dicha normativa es específica del ferrocarril y se conoce habitualmente como Normas RAMS (Reliability, Availability, Maintainability and Safety), siendo formalmente una prenorma europea, PrEN 50126, y se encuentra en vigor para España desde el 1 de abril del año 2000 (CEN, 1998).

Estas normas, definidas como **Aplicaciones Ferroviarias: La especificación y demostración de la Fiabilidad, Disponibilidad, Mantenibilidad y Seguridad**, establecen entre otros, los criterios mínimos de seguridad para las diferentes aplicaciones ferroviarias. Dentro de estos criterios es preciso realizar un análisis de riesgo de todos los factores susceptibles de influir o afectar a la seguridad de los servicios, trenes y viajeros. De este modo es necesario identificar y evaluar, mediante criterios objetivos, los riesgos y el coste anual de los daños que los diferentes peligros/riesgos pueden producir en el servicio ferroviario. La cuantificación ha de hacerse basándose en criterios económicos, coste de los daños, o bien en función de los daños a las personas; número de muertos, heridos graves y heridos leves por persona y año. Uno de los riesgos para los que es preciso realizar esta cuantificación lo constituye la ocurrencia de un terremoto.

Actualmente, dentro de las distintas administraciones ferroviarias europeas no existe un método general y unificado que permita realizar la evaluación antes mencionada, sin embargo está aceptado el uso de métodos de contrastada utilización y utilidad en campos afines de la ciencia y la técnica. Adicionalmente es necesario comentar que en el ferrocarril español no existe norma o método de aplicación y de igual modo, no existe en la legislación española norma aplicable. De este modo es preciso recurrir a los métodos propuestos en el apéndice D de la PrEN 50126, utilizados en algunas administraciones ferroviarias europeas. Dentro de éstos algunos son más cualitativos que otros, principalmente en la evaluación de los daños en las personas. El único que establece una cuantificación de estos daños es el método alemán (MEM), denominado de Mínima Mortalidad Endógena.

Este método se basa en el criterio de que el riesgo asociado a cualquier nueva actividad tecnológica no debe aumentar el número de muertos producidos por las ya existentes.

Es decir, en el límite dicho valor ha de ser como mucho igual al valor existente del MEM. Este criterio establece los niveles de aceptación según los valores siguientes:

- $R < 10^{-5}$ muertos/Persona · año
- $R < 10^{-4}$ heridos graves/Persona · año
- $R < 10^{-3}$ heridos leves/Persona · año

Por ello es necesario evaluar el riesgo asociado a los efectos de la ocurrencia de un sismo sobre los servicios de los trenes de alta velocidad y determinar si éstos se encuentran dentro de los límites de aceptación indicados por la PrEN 50126. Al objeto de esta Tesis se ha considerado el MEM como el mejor método ya que al menos, como se ha indicado, permite establecer un límite numérico, punto importante a la hora de plantear una clasificación de riesgo coherente con el resto de la metodología presentada en ella.

Para evaluar la probabilidad de muerte de un viajero de un servicio de la LAV Madrid-Sevilla (P_v), se parte del intervalo de tiempo que dicho viajero permanece dentro del área de riesgo. Conforme a lo indicado en el Mapa de Peligrosidad Sísmica de la NCSE-02, el área de riesgo se extiende desde el término municipal de Montoro hasta el de Sevilla capital. Los tiempos de permanencia en dicho trayecto, del orden de 185 Km, varían entre 80 y 90 minutos en función del tipo de tren. Considerando el periodo de retorno de 500 años para las aceleraciones básicas de cálculo indicadas en la NCSE-02, la probabilidad correspondiente a los tiempos de recorrido está acotada por los valores siguientes

$$3.0 \cdot 10^{-7} < P_v < 3.4 \cdot 10^{-7} \quad (2.1)$$

Esta probabilidad corresponde tanto a los trenes AVE Madrid-Sevilla como a los Altaria Madrid-Cádiz-Huelva, mientras que los Talgo 200 Madrid-Málaga y las lanzaderas Córdoba-Sevilla, con un tiempo de recorrido de 45 minutos, es igual a

$$P_v = 1.7 \cdot 10^{-7} \quad (2.2)$$

De este modo puede establecerse que los límites de probabilidad se sitúan entre los valores siguientes

$$1.7 \cdot 10^{-7} < P_v < 3.4 \cdot 10^{-7} \quad (2.3)$$

Estos valores son menores que el rango de magnitud de la probabilidad asociada a las muertes recogidas en el MEM. Por ello, y considerando los márgenes de variación de las variables utilizadas, las cuales para los tiempo de recorrido se encuentran en el entorno de 10%, puede considerarse que dicha probabilidad es sustancialmente menor que el límite de seguridad del MEM, siendo por tanto aceptable por dicha Norma y pudiéndose establecer un valor promedio de

$$P_v = 2.5 \cdot 10^{-7} \quad (2.4)$$

Las probabilidades calculadas corresponden a la expectativa de que un viajero que realiza el recorrido entre Madrid y Sevilla por la línea de Alta Velocidad sienta la ocurrencia de un sismo de una magnitud tal que le corresponda la aceleración sísmica de cálculo, con un periodo de retorno de 500 años, indicada en el Mapa de Peligrosidad Sísmica de la NCSE-02. Esta probabilidad es únicamente función del tiempo de recorrido del trayecto situado en el área de riesgo, área que por otro lado tiene diferentes valores de peligrosidad que varían entre 0.050 y 0.077 g de aceleración básica de cálculo.

Una vez calculada la probabilidad del riesgo asociado a un viajero se plantea la necesidad de conocer la correspondiente a cada uno de los trenes que prestan servicio en la línea Madrid-Sevilla. El límite inferior de esta probabilidad corresponderá al

supuesto de una composición vacía, únicamente con el personal del servicio (habitualmente entre 13 y 15 personas). El límite superior corresponde a la plena ocupación de la composición que transporta mayor número de viajeros. Ésta corresponde a las ramas AVE en composición doble, servicios de refuerzos que se disponen en determinados horarios algunos días de la semana. Este servicio transporta alrededor de 700 viajeros, incluido el personal de servicio. Así los límites de la probabilidad asociada a los trenes (P_t) se encuentra en el intervalo

$$3.5 \cdot 10^{-6} < P_t < 1.75 \cdot 10^{-4} \quad (2.5)$$

Este intervalo indica la gran variabilidad de la ocupación de los trenes a lo largo del día dependiendo también de la época del año. Una forma de acotar más este valor es considerar el promedio de ocupación de los trenes en función del número total de viajeros anuales. Para el año 2003 este valor superó los 5.500.000. De este modo considerando los 58 servicios diarios mostrados en el cronograma de la Figura 2.2, se obtienen 260 viajeros de media, que junto con el personal de servicio dan una estimación de 275 personas/tren. Con este valor, el intervalo de (2.5) puede acotarse por un valor promedio

$$P_t = 6.9 \cdot 10^{-5} \quad (2.6)$$

Finalmente, si se considera la probabilidad asociada al servicio de los trenes de Alta Velocidad en su conjunto, ésta puede evaluarse inicialmente, al igual que se ha realizado para la probabilidad individual de un viajero, como la relación del periodo de permanencia de al menos un tren en el área de riesgo respecto al periodo de recurrencia del sismo. Así, existen trenes recorriendo la zona de riesgo desde las 6:30 hasta las 1:30 horas, lo que significan 19 horas diarias. De este modo la probabilidad asociada vendrá dada por

$$P_{AVE} = \frac{19}{24} = 0.79 \quad (2.7)$$

Indicar que todos los elementos de la infraestructuras, incluida la vía, tienen asociada una probabilidad unidad, por estar ligados al terreno.

Para homogeneizar los datos con los indicados anteriormente, se ha de calcular la probabilidad asociada al total de viajeros del servicio. Así, nuevamente, calculando los valores promedio del número de viajeros en el área de riesgo a partir del cronograma de la figura 2.2 y utilizando igualmente el valor del promedio de ocupación indicado anteriormente (275 viajeros) se obtiene (Figura 2.3)

$$P_{AVE} = 2.6 \cdot 10^{-4} \quad (2.8)$$

Nuevamente es preciso indicar que si bien el método MEM, por definición, se utiliza para el cálculo de la probabilidad de muerte o daños a las personas como consecuencia de un riesgo tecnológico, los valores calculados hasta el momento corresponden a la probabilidad asociada a la exposición frente a la ocurrencia de un terremoto de los viajeros, los trenes y el servicio del AVE, considerando los valores de peligrosidad sísmica dados por la NCSE-02 para el área de estudio.

De este modo pueden resumirse los valores calculados como

- $P_v = 2.5 \cdot 10^{-7}$
- $P_t = 6.9 \cdot 10^{-5}$
- $P_{AVE} = 2.6 \cdot 10^{-4}$

A la vista de estos valores se observa que si bien la probabilidad asociada a los viajeros es del orden de 40 veces menor al establecido por el MEM para el riesgo de muerte, los

correspondientes a los trenes y al servicio AVE en su conjunto exceden en 7 y 26 veces dicho límite.

El siguiente paso de la evaluación de riesgo consiste en determinar las consecuencias esperables frente al sismo de cálculo. La aceleración horizontal efectiva sobre los diferentes elementos de las infraestructuras, la vía y los trenes se calcula, nuevamente conforme a la NCSE-02, asignando coeficientes de suelo a los diferentes emplazamientos. Estos coeficientes proporcionan información del comportamiento local de la estructura geológica y de los recubrimientos de los 30 primeros metros bajo las construcciones, obteniéndose un valor “amplificado” de la aceleración básica de cálculo que se encuentra referida al basamento rocoso a partir de la siguiente expresión

$$a_c = S\rho a_b \quad (2.9)$$

Donde a_c es la aceleración sísmica de cálculo, ρ es un coeficiente adimensional de riesgo que cuantifica la probabilidad de que en la vida útil de la construcción se exceda el valor calculado para a_c , a_b es la aceleración básica obtenida del mapa de peligrosidad y S es el coeficiente de amplificación del terreno dado por

$$S = \frac{C}{1.25}, \text{ para } \rho a_b < 0.1g \quad (2.10)$$

$$S = \frac{C}{1.25} + 3.33(\rho a_b - 0.1) \left(1 - \frac{C}{1.25}\right), \text{ para } 0.1g < \rho a_b < 0.4g \quad (2.11)$$

$$S = 1.0, \text{ para } 0.4g < \rho a_b \quad (2.12)$$

siendo C el coeficiente del terreno conforme a los valores de la Tabla 2.2 y ρ igual a la unidad para construcciones de normal importancia y 1.3 para las de importancia especial. A la vista de dichos valores se manifiesta con claridad la necesidad de disponer de información detallada, actualizada y realista de las características locales de los emplazamientos, con respecto a su respuesta y comportamiento dinámico. El detallado análisis de este fenómeno es el objeto del siguiente capítulo de esta Tesis.

Para continuar con la evaluación del riesgo y a pesar de las limitaciones inherentes a las simplificaciones del cálculo necesario para recoger este efecto amplificador en la normativa, estos sí pueden utilizarse para disponer de valores de referencia que permitan acotar el rango de las consecuencias esperables (aceleraciones, deformaciones y desplazamientos asociados).

COEFICIENTES DE TERRENO (NCSE-02)		
TIPO DE TERRENO	VELOCIDAD DE ONDAS DE CIZALLA	COEFICIENTE C
I	$V_s > 750 \text{ m/s}$	1.0
II	$750 \text{ m/s} \geq V_s > 400 \text{ m/s}$	1.3
III	$400 \text{ m/s} \geq V_s > 200 \text{ m/s}$	1.6
IV	$V_s \leq 200 \text{ m/s}$	2.0

Tabla 2-2. Valores de coeficientes de suelo de la NCSE-02

De este modo y a la vista de los valores de la tabla 2.2 y de las expresiones (2.10) a (2.12), los valores de la aceleración de cálculo, para el valor más desfavorable del coeficiente de suelo ($C=2.0$) y el valor de $\rho = 1.3$ para construcciones de especial importancia, obtenidos para (a_c) se recogen en la tabla 2.3.

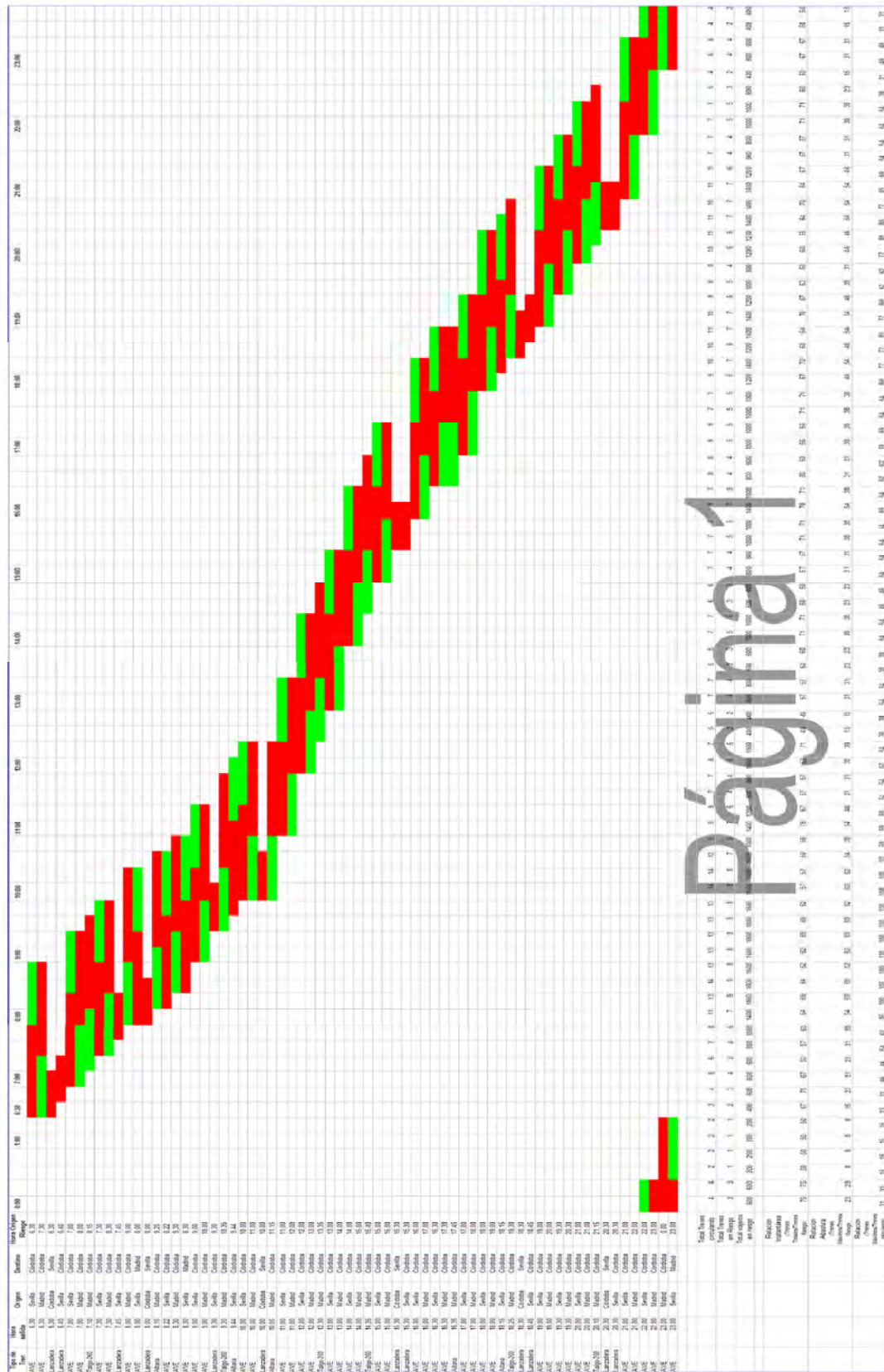


Figura 2-2. Cronograma de las circulations de los trenes en la línea de Alta Velocidad Madrid-Sevilla. Los trazos verdes indican los recorridos (periodos de tiempo) en áreas sin riesgo, mientras que las rojas muestran el periodo de recorrido por las zonas afectadas de riesgo sísmico (conforme al mapa de peligrosidad sísmica de la NSCE-02).

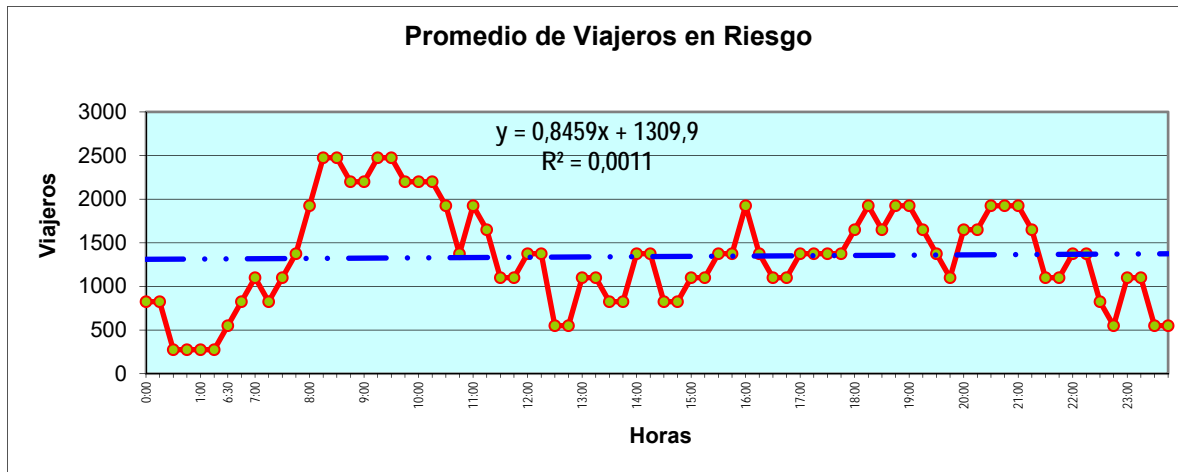


Figura 2-3. Distribución temporal, a lo largo del día, del promedio de viajeros en el área de riesgo. Se han considerado 275 viajeros por composición. La línea azul muestra la función lineal que ajusta dicha distribución. A partir de ella se obtiene el valor medio de los promedios temporales en los diferentes intervalos del día.

Sin embargo y a pesar de las limitaciones debidas a la simplificación del cálculo necesaria para recoger como prescripciones normativas los múltiples factores asociados a la respuesta local frente al sismo, es posible, al igual que se ha hecho con la probabilidad antes calculada de la exposición al riesgo, establecer valores de referencia que permitan acotar el rango de consecuencias esperables. Así, considerando el peor suelo de los recogidos en la norma, se obtienen valores de aceleración que van de 0.08 a 0.12 g. Estos límites “normativos”, a la vista de las desviaciones encontradas entre las aceleraciones básicas de algunas normativas sismorresistentes con las registradas experimentalmente, las cuales llegan a ser del orden de hasta 5 veces (Rodríguez, 2000), muestran que las aceleraciones calculadas para los límites de seguridad de estabilidad de los trenes (del orden de 0.3 g) puedan considerarse alcanzables y por tanto posibles.

ACELERACIONES SÍSMICAS DE CÁLCULO (NCSE-02)	
ACELERACIÓN SÍSMICA BÁSICA	ACELERACIÓN DE CÁLCULO MÁXIMA
$\rho a_b < 0.1g$	$a_c < 0.16g$
$0.1g < \rho a_b < 0.4g$	$a_c < 0.4g$
$0.4g < \rho a_b$	$a_c = 1.3 \cdot a_b$

Tabla 2-3. Valores de la aceleración sísmica de cálculo en función de la aceleración sísmica básica para construcciones de especial importancia y suelos de tipo IV según la NCSE-02.

Por lo ya mencionado y para poder calcular valores más realistas de consecuencias de los sismos, en esta Tesis se plantea la utilización de información sísmica adicional, de contrastada utilidad, para, al amparo de la DBPRS, intentar evaluar el riesgo asociado a los terremotos. Junto a lo indicado anteriormente y lo recogido en la normativa en vigor, la Unión Europea a través de varios organismos (European Commission, 1997; Jiménez et al., 2001, 2003) así como el organismo estatal responsable del aseguramiento del riesgo frente a los desastres naturales (CCS, 1999 y 2001), y la propia Administración Española (BOCG, 1998), recogen que el riesgo sísmico es el

mayor de los considerados tanto a nivel nacional como supranacional, si bien en los últimos años, en el ámbito europeo, no se han producido daños por cuantías del orden de los esperables (Martín, 1998; García Yagüe, 2000)

2.4. INFORMACIÓN SÍSMICA DISPONIBLE

En el apartado 2.1 se ha recogido la normativa sísmica aplicable a las construcciones realizadas en España, así como la normativa europea, actualmente con carácter consultivo, de aplicación a obras de ingeniería civil y edificación; se han comentado las modificaciones introducidas en la NCSE-02 con respecto a la NCSE-94, principalmente debidas a la serie de sismos ocurridos en Galicia a mediados de los años 90 y se han referido las diferentes experiencias ocurridas en los últimos grandes terremotos destructivos y que han llevado a la necesidad de revisar la mayoría de los códigos de construcción sismorresistente del mundo. Así, y como también se ha visto en la Directriz de Protección frente al Riesgo Sísmico, se establece la necesidad de realizar estudios de vulnerabilidad y catálogos de elementos de riesgo aplicando los métodos más útiles y utilizando la mejor información disponible para evaluar dicha vulnerabilidad. Por ello se requiere actualizar y complementar la información disponible en la normativa con aquella proveniente de los últimos estudios realizados y/o de los últimos terremotos de los que se tenga información. Este planteamiento llevó a la modificación de la NCSE-94, así como a la modificación de la normativa sismorresistente del ferrocarril japonés (Nishimura, 1996; 1997) tras el terremoto de Kobe de 1995.

Como se detallará en el capítulo siguiente, en buena parte de los países que sufren una sismicidad alta, en los que las actuales prescripciones normativas han mostrado sus limitaciones al subestimar los niveles de aceleración y por tanto de daños tras los últimos terremotos, se han multiplicado en los últimos años los estudios de microzonación sísmica utilizando registros de microtemores, principalmente en áreas urbanas densamente pobladas, o en aquellas zonas industriales con instalaciones consideradas de alto riesgo, con el fin de disponer de un mejor conocimiento del comportamiento local de los emplazamientos y las estructuras. Concretamente, en España se han realizado estudios en la zonación del área de Barcelona, Vega Baja del Segura y Granada, principalmente (Morales et al., 1991; Alfaro et al., 1997, 1998; Gil-Zepeda et al., 2002). Como zona sísmica más importante de España también se han realizado estudios locales utilizando análisis de ondas Rayleigh en la cuenca de Granada (Chourak et al., 2003).

Teniendo en cuenta las mencionadas limitaciones, el análisis de información sísmica adicional se aborda utilizando dos fuentes principales de información. La primera proviene del análisis de los estudios regionales que sitúan la sismicidad de la Península Ibérica dentro del marco más amplio del área Mediterráneo-Magrebí en su conjunto, y la segunda se obtiene a partir de registros de terremotos de la Red Acelerográfica del Instituto Geográfico Nacional (Alcalde et al., 2003), en el área de influencia de la LAV Madrid-Sevilla, desde su puesta en servicio en 1992, y de los que se tiene conocimiento que han sido sentidos en varias instalaciones de dicha línea.

Considerando las fuentes de información del primer grupo, el programa europeo SESAME, de determinación del marco sísmico general en el área del Mediterráneo (Jiménez et al., 2001; 2003) proporciona un mapa de peligrosidad sísmica de la Europa Mediterránea que homogeneiza la información sísmica local de los diferentes países (Figura 2.4). Este estudio muestra de forma clara la necesidad de unificar las bases de datos de sismos, tanto históricos como instrumentales, con el fin de integrar, complementar y completar los catálogos sísmicos de los diferentes países europeos. Este trabajo puede contribuir a eliminar lagunas de información de datos sísmicos de zonas o áreas concretas debidas a situaciones locales específicas (periodos de inestabilidad política y/o económica, guerras, epidemias, desastres naturales, etc.) y a evaluar de forma más objetiva datos locales contrastándolos con informaciones de áreas cercanas referentes a los mismos eventos.

Las informaciones del segundo tipo permiten disponer de datos experimentales aplicables al área concreta de estudio de sismos ocurridos en los últimos años que han sido registrado con equipos idénticos a los utilizados en la campaña de registro de esta Tesis y que a partir de hipótesis que se indican a continuación permitirán evaluar cuantitativamente la aceleración sísmica esperable sobre los elementos de la LAV Madrid-Sevilla.

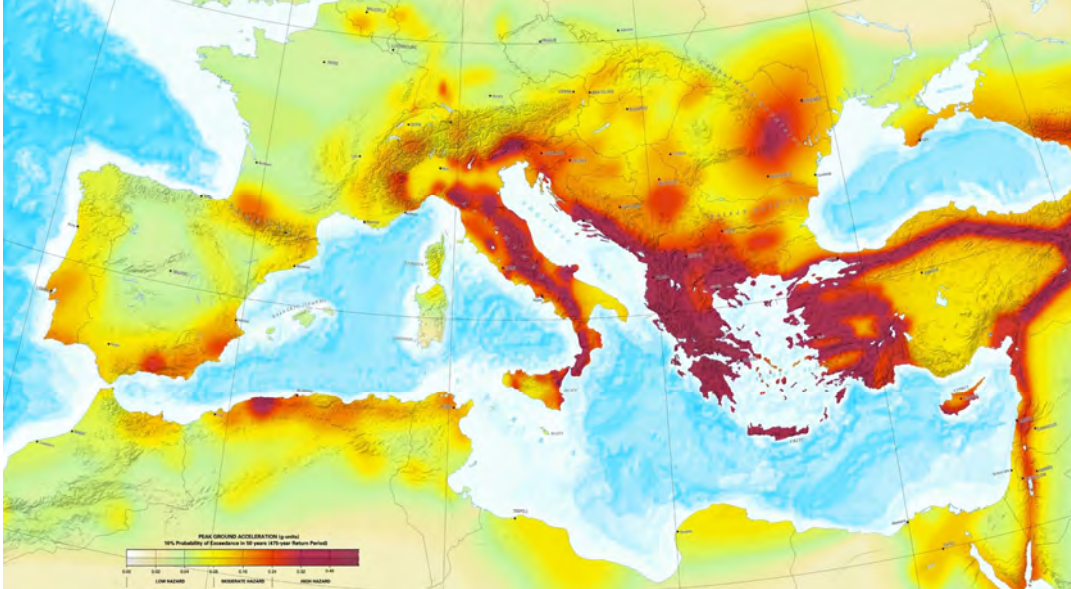


Figura 2-4. Mapa de peligrosidad sísmica del proyecto SESAME correspondiente al área mediterránea (Jiménez et al., 2003).

Estos datos provienen del Catálogo Sísmico del Instituto Geográfico Nacional, dependiente del Ministerio de Fomento, concretamente de su Red Acelerográfica. Se dispone de dos sismos para el cálculo de la aceleración esperable en la zona de estudio de la LAV Madrid-Sevilla: el terremoto de Montilla del 16 de abril de 1996 y el de Espejo del 24 de enero de 2003, ambos en la provincia de Córdoba.

El esquema de análisis de estos sismos parte de los datos disponibles: el acelerograma de la estación de Montilla para el sismo de 1996 y los de Écija y Jaén para el de 2003. Con ellos es posible realizar una serie de hipótesis de partida para evaluar la aceleración de cálculo esperable en el área de estudio.

- El primer registro permite disponer de valores de aceleración sísmica básica esperable en emplazamientos rocosos de zonas sismogénicas cercanas a las LAV Madrid-Sevilla y a la actualmente en construcción Córdoba-Málaga, con datos de actividad reciente contrastable con los indicados en la NCSE-02 para el mismo área.
- Los dos registros restantes aportan información de aceleración sísmica básica de sismos de magnitud conocida, correspondientes a la misma área de influencia del sismo anterior, en emplazamientos situados a distancias epicentrales del mismo orden que las correspondientes a los puntos más cercanos de la LAV Madrid-Sevilla (estación de Écija) y a los del área de estudio de esta Tesis (estación de Jaén).

Los datos obtenidos de los registros indicados permiten calcular la aceleración sísmica de cálculo utilizando los coeficientes de suelo de la NCSE-02 o bien a partir de los factores de amplificación calculados empíricamente con métodos presentados en el capítulo siguiente y el método planteado en esta Tesis y que se recoge detalladamente en el Capítulo 4.

Una hipótesis adicional a las anteriores y que permite extender los resultados de las estaciones de los registros a las zonas de estudio de este trabajo es considerar que la respuesta del medio es homogénea e isótropa en toda la zona geográfica y por tanto

puede considerarse la distribución de aceleraciones como isosistas circulares con centro en los epicentros de los sismos. Así, los datos experimentales, considerados como aceleraciones básicas de cálculo pueden compararse con las propuestas por la NCSE-02 y otros estudios ya indicados, como el SESAME (Jiménez et al., 2001, 2003) y los correspondientes al análisis de otros sismos históricos realizados en los últimos años (CCS, 2001 y Baptista et al., 2003).

La figura 2.5 muestra el mapa del área de estudio con la localización de los epicentros de los sismos, las distancias a los puntos de estudio (como áreas de igual influencia a partir de las estaciones) y los principales puntos de interés de dicha área. Igualmente se muestran los perfiles topográficos entre dichos puntos calculados con la cartografía digital del Servicio Geográfico del Ejército. Como información adicional se recoge la situación del epicentro del terremoto de Andalucía de 1884, el mayor de los ocurridos de los que se tiene información y que puede considerarse como el mayor sismo de diseño para el área de estudio. No siendo motivo de esta Tesis, esta información puede utilizarse para un cálculo probabilista de riesgo en el área utilizando los diferentes métodos de análisis de peligrosidad sísmica (Herráiz, 1997; López-Arroyo y Villacañas, 1999).

En la Tabla 2.4 se recogen los valores de los parámetros más representativos de los sismos del estudio que a su vez se representan en la figura 2.6. Estos resultados indican que incluso para emplazamiento en roca, en los que pueden considerarse despreciables los efectos amplificadores de las capas de suelo, las aceleraciones medidas pueden superar las indicadas en la normativa en vigor.

DATOS DE SISMOS DEL ÁREA DE MONTILLA			
Sismo	MONTILLA	ESPEJO	
Estación	Montilla	Écija	Jaén
Distancia Epicentral (Km)	< 1.0	49.1	67.8
Aceleración máxima (g)	0.1022	0.0032	0.0052
Aceleración media (g)	0.0214	0.0004	0.0009
Frecuencia pico (Hz)	4.0	2.4	3.2
Frecuencia HVSr (Hz)	0.9	1.1	0.4
Factor Amplificación	5.4	0.8	10.9

Tabla 2-4. Valores de los principales parámetros de los registros correspondientes a los sismos de Montilla y Espejo.

Calculando los Espectro de Respuesta Elástica (ERE) de la NCSE-94 en los distintos emplazamientos de la figura 2.5, puede conocerse la posible influencia que los sismos analizados en esta Tesis tendrían sobre ellos. Se consideran las hipótesis que llevan a condiciones de cálculo negativas, esto es, a los resultados que llevan a respuestas sísmicas de las mayores de las consideradas en la Norma (del orden del 75 % de las máximas). Dichas hipótesis son:

- Se parte de un amortiguamiento estándar del 5 %.
- Se asigna un coeficiente de suelo tipo III equivalente a un factor de amplificación del suelo de $C = 1.8$ según la NCSE-94.
- Se consideran estructuras de especial importancia ($\rho = 1.3$).
- No se aplica ninguna ductilidad.

Estas hipótesis promedian los resultados de los suelos tipos III y IV de la NCSE-02, siendo el resto de parámetros y cálculos idénticos para ambas Normas. La figura 2.7 recoge los ERE, conforme a la NCSE-94, que muestran la respuesta esperable, tanto en

aceleración horizontal máxima de cálculo como en contenido frecuencial en cada uno de los puntos indicados.

El análisis de las distintas informaciones que se han presentado, junto con aquellas correspondientes al análisis de datos de sismicidad histórica, quizá de carácter más cualitativo pero que sin embargo aporta información útil para esta Tesis permite, en aplicación de los requisitos de la Directriz, obtener conclusiones más realistas de los efectos esperables en los emplazamientos estudiados.

Así, inicialmente puede hacerse una comparación directa entre los espectros de respuesta calculados con la NCSE-02 y los de los registros de los sismos de 1996 y 2003 para los términos municipales de Montilla, Écija y Jaén. De este análisis pueden sacarse importantes conclusiones que si bien no han de ser directamente extrapolables al resto de emplazamientos de la zona de estudio sí pueden indicar una tendencia realista que también ha sido señalada anteriormente por otros autores. Los valores de aceleración máxima para los puntos del estudio y el intervalo de periodos de dichos máximos (Figura 2.7) se recogen en la Tabla 2.5.

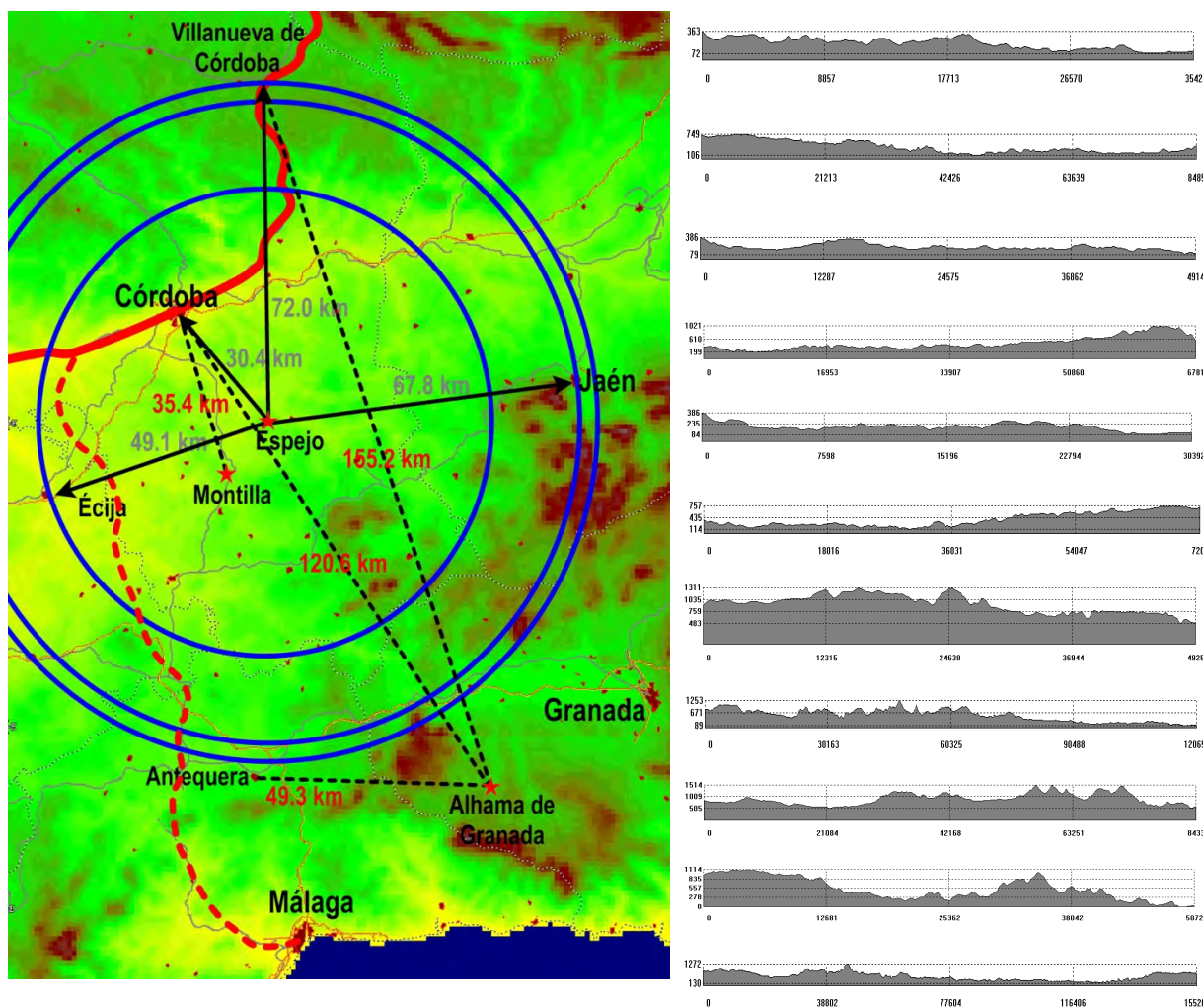


Figura 2-5. Mapa de la sismicidad reciente en el área de las LAV Madrid-Sevilla (línea roja continua) y Córdoba-Málaga (línea roja discontinua) correspondiente a los sismos de Montilla de abril de 1996 y de Espejo de enero de 2003 (estrellas rojas). Los círculos azules muestran las áreas de igual distancia epicentral correspondientes a las de las estaciones de Écija y Jaén y la correspondiente a la zona de estudio de esta Tesis. En la columna de la derecha se muestran los perfiles topográficos de las distintas trayectorias presentadas en la figura de la izquierda. De arriba abajo corresponden a las líneas Montilla-Córdoba, Villanueva-Montilla, Espejo-Écija, Espejo-Jaén, Espejo-Córdoba, Espejo-Villanueva, Alhama-Antequera, Alhama-Córdoba, Alhama-Jaén, Alhama-Málaga y Alhama-Villanueva.

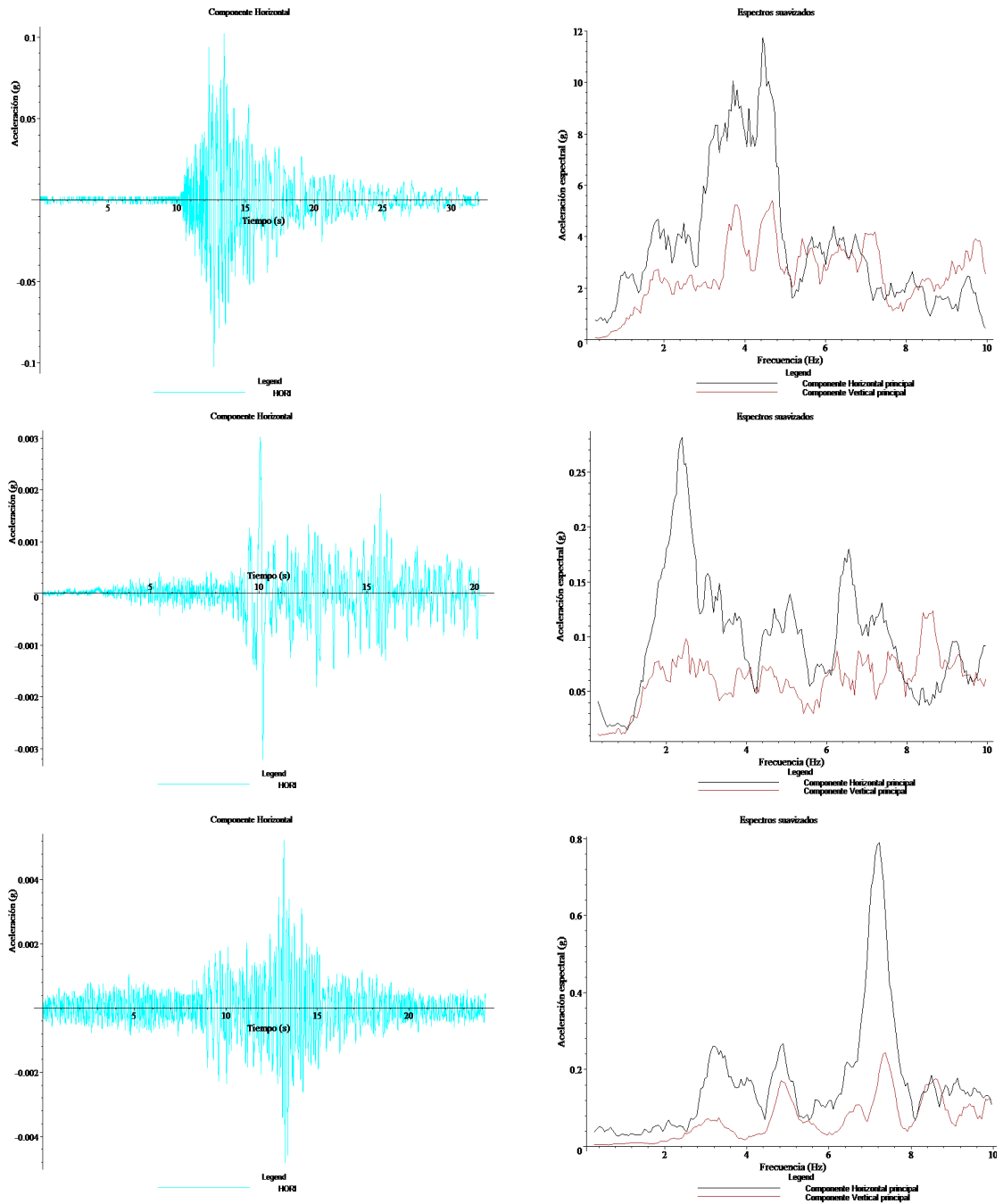


Figura 2-6. Acelerograma de las componentes horizontales del terremoto de Montilla (16-04-1996) y de Espejo (24-01-2003) y los espectros horizontales y verticales de los mismos registros. De arriba abajo corresponden a las estaciones de Montilla, Écija y Jaén.

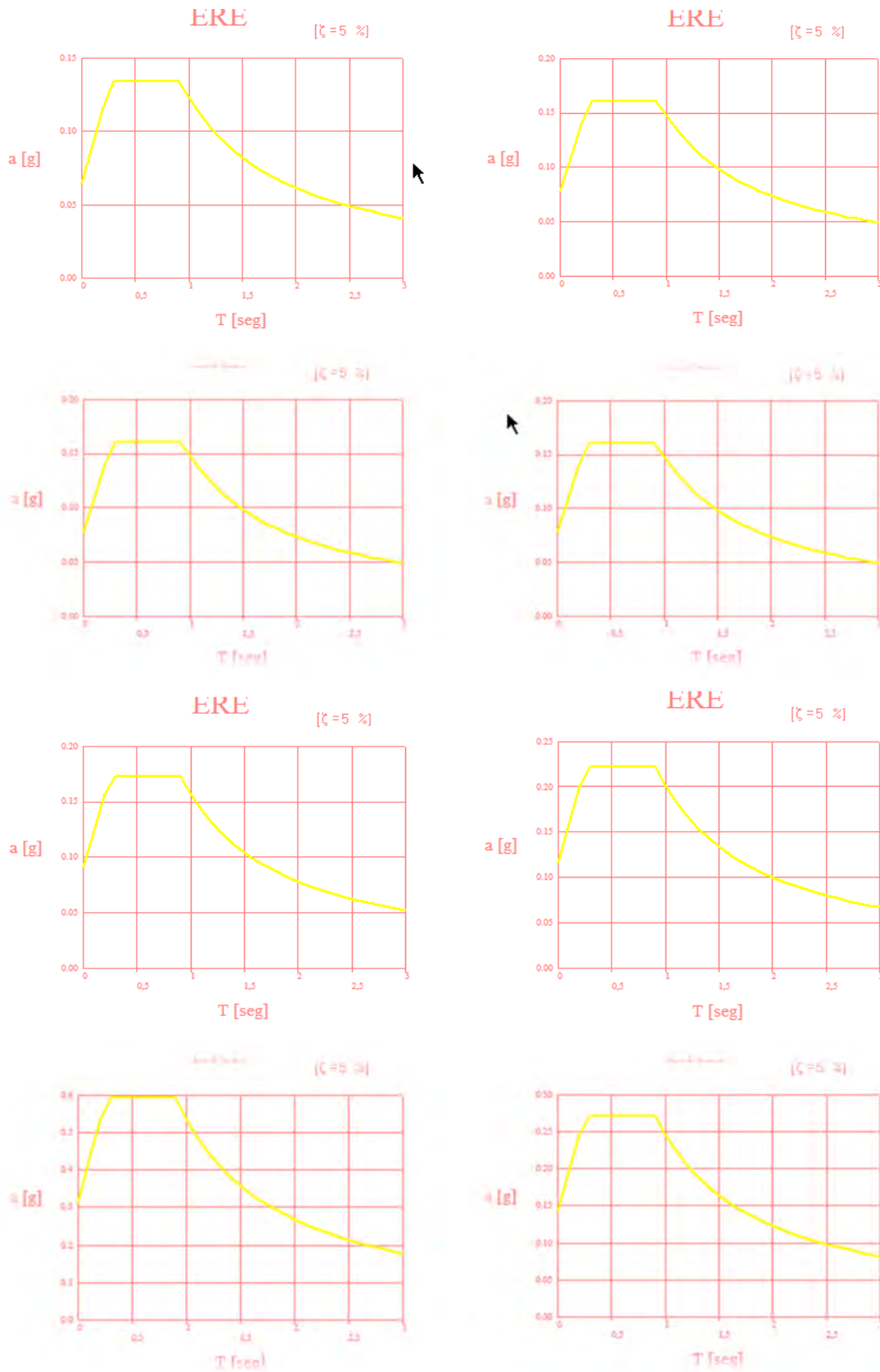


Figura 2-7. Espectros de Respuesta Elástica (ERE) de acuerdo a la NCSE-94 calculados para los distintos emplazamientos de la figura 2.5. De izquierda a derecha y de arriba abajo corresponden a los términos municipales de MONTORO, CÓRDOBA, MONTILLA, ÉCIJA, JAÉN, ANTEQUERA, ALHAMA DE GRANADA y MÁLAGA.

Comparando los valores de la tabla 2.4 y los correspondientes a los municipios de Montilla, Écija y Jaén de la 2.5 pueden verse que los obtenidos experimentalmente se encuentran dentro de los límites cubiertos por los diferentes espectros dados por la Norma. Sin embargo, es preciso comentar ciertos comportamientos entorno a dichos sismos. En el caso del sismo de Montilla, al calcular la razón espectral H/V , se obtiene que el emplazamiento, al menos para el registro disponible tiene un comportamiento local fuertemente marcado: muestra un factor de amplificación de más de 5 para una frecuencia de resonancia de 0.9 Hz, o lo que es lo mismo para un periodo de 1.1 s. Este factor está dado para un emplazamiento rocoso, lo que indica, como se verá en detalle en el Capítulo 3, que para capas de suelo dicho factor puede considerarse como el valor mínimo esperable. Tomando los registros de Écija y Jaén correspondientes ambos al mismo terremoto, el de Espejo de 2003, el resultado más significativo es la amplificación observada en la estación de Jaén con respecto a la de Écija: En Jaén el valor de aceleración máxima es un 40 % mayor que en Écija, a pesar de que dista más del 30 % más que la estación de Écija del epicentro. Ello se aprecia de forma clara en el factor de amplificación calculado para la razón H/V , que para la estación de Jaén supera el valor de 10 para una frecuencia de 0.4 Hz, mientras que en la estación de Écija se aprecia una ligera desamplificación (factor de amplificación de 0.8) a la frecuencia de alrededor de 1 Hz.

A la vista de los perfiles topográficos mostrados en detalle en la figura 2.8, puede observarse como el correspondiente a la trayectoria Espejo-Jaén atraviesa un macizo rocoso con un perfil de fuerte desnivel entre el foco y la estación, mientras que el correspondiente a la trayectoria Espejo-Écija desciende de forma más suave hasta el Valle de Guadalquivir. También se observa la similitud entre los perfiles Espejo-Écija y Espejo-Córdoba y Espejo-Jaén frente al de Espejo-Villanueva. Así, como primera aproximación y a la espera de disponer de registros en emplazamientos de la LAV Madrid-Sevilla o sus inmediaciones, puede considerarse como hipótesis de cálculo que los niveles de aceleración en el entorno de Córdoba y Villanueva de Córdoba (puntos más cercanos y lejanos dentro del área de estudio) son similares a los registrados en las estaciones de Écija y Jaén, respectivamente. Los datos recogidos en la Tabla 2.5, obtenidos de la aplicación de la NCSE-02 a los municipios estudiados, corroboran las anteriores hipótesis: los espectros de Córdoba y Écija son iguales, mientras que los correspondientes a Jaén y Montoro (término municipal del área de estudio de Villanueva de Córdoba) difieren en algo menos del 30 % para la aceleración máxima y en torno al 17 % para el intervalo de frecuencias de la zona plana del espectro.

PARÁMETROS DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICA DE LA NCSE-94			
Municipio	Aceleración máxima (g)	Frecuencia mínima (Hz)	Frecuencia máxima (Hz)
Montoro	0.134	1.10	3.58
Córdoba	0.161	1.10	3.58
Montilla	0.161	1.10	3.58
Écija	0.161	1.10	3.58
Jaén	0.173	1.11	4.00
Antequera	0.222	1.11	4.00
Alhama de Granada	0.593	1.11	4.00
Málaga	0.272	1.11	4.00

Tabla 2-5. Valores de los principales parámetros de los espectros de la NCSE-94 de la figura 2.7 conforme a las hipótesis indicadas en el texto.

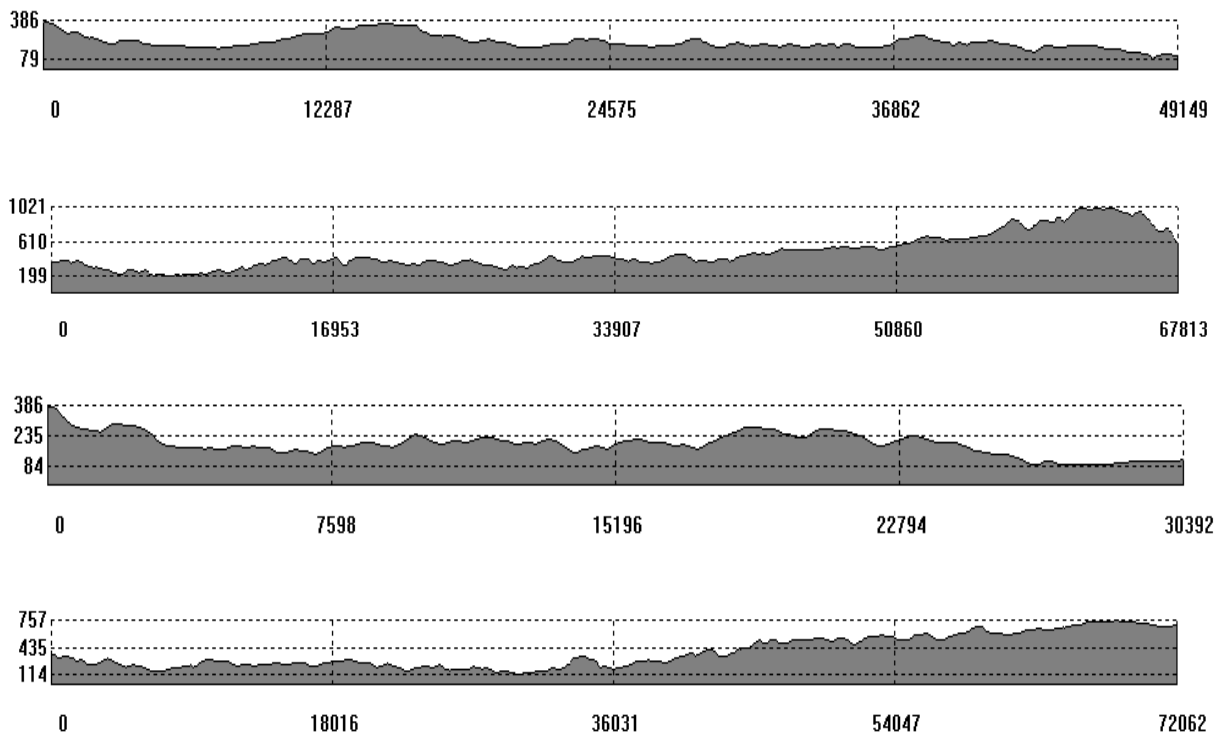


Figura 2-8. Perfiles correspondientes a las trayectorias Espejo-Écija, Espejo-Jaén, Espejo-Córdoba y Espejo-Villanueva de Córdoba. Puede verse el parecido entre los correspondientes a Écija y Córdoba y Jaén y Villanueva. A excepción de las distancias entre los puntos, que varían de 49.1 a 30.4 km para Écija y Córdoba y entre 67.8 y 72.1 para Jaén y Villanueva, el resto de parámetros topográficos son muy similares e inicialmente puede hacerse la suposición de que en Córdoba y Villanueva pueden ser esperables respuestas similares a las encontradas en Écija y Jaén.

Los valores recogidos en la Tabla 2.5 pueden contrastarse y complementarse con los valores de aceleraciones e intensidades sísmicas del resto de estudios sísmicos mencionados en esta Tesis (Jiménez et al., 2003; Baptista et al., 2003; Vilanova et al., 2003) y con los calculados para los registros de los sismos de Montilla y Espejo (Tabla 2.4). La figura 2.9 muestra los mapas correspondientes a los estudios mencionados y en la Tabla 2.6 se recoge la comparación entre los valores asociados a la zona de estudio.

Baptista et al. (2003) revisaron estudios anteriores acerca del terremoto de Lisboa de 1755 con el fin de determinar los efectos producidos por un sismo de las mismas características calculando los niveles de intensidad sísmica en la zona afectada por dicho terremoto. Vilanova et al. (2003) estudiaron el terremoto de 1755 utilizando información de sismos posteriores ocurridos en la misma área, haciendo hincapié en el de 1969. A pesar de que actualmente no está totalmente aceptado que ambos terremotos se produjesen en la misma zona de fallas sin embargo la mayoría de estudios apuntan hacia dicha evidencia (Fukao, 1973). Pese a que dicha solución no fuese exacta, los efectos esperables en la Península Ibérica pueden considerarse con suficiente exactitud muy similares. Jiménez et al. (2003) presentaron el mapa de riesgo sísmico del área Mediterráneo-Magrebí, correspondiente al proyecto SESAME de la Unión Europea, en el que se recogen las aceleraciones sísmicas esperables en dicha área calculadas a partir de datos correspondientes al conjunto de los países de esa zona.

Con el fin de homogeneizar los datos de los estudios utilizados se aplica la relación indicada en la NSCE-94 entre intensidades y aceleraciones sísmica para la Península Ibérica

$$\log_{10} a = 0.30103I - 0.2321 \quad (2.13)$$

De acuerdo con los estudios mencionados y aplicando la relación (2.13) pueden calcularse los valores de aceleración esperables en la zona de estudio así como las intensidades sísmicas asociadas. En la Tabla 2.6 se recogen los valores correspondientes a las fuentes mencionadas para el área de Villanueva de Córdoba.

VALORES DE ACELERACIÓN SÍSMICA ESPERABLE EN LA ZONA DE ESTUDIO			
Fuente	Aceleración Máxima	Aceleración Mínima	Intensidad MSK
NCSE-02	0.080	0.040	VII-VI
SESAME	0.160	0.120	VIII-VII
Baptista et al.	0.037	0.018	V-VI
Vilanova et al.	0.037	0.018	V-VI

Tabla 2-6. Valores de aceleración sísmica básica correspondientes a los estudios utilizados en esta Tesis para el área de Villanueva de Córdoba.

Los valores correspondientes a los estudios de Baptista y Vilanova corresponden a los sismos con origen en la zona de Azores-Gibraltar, que no son los de mayor influencia en la zona de estudio. Por ello los valores de intensidad y aceleración de los mismos son sensiblemente menores que los aportados por la normativa española y el proyecto SESAME. Por otro lado, los valores aportados por SESAME son para todos los puntos considerados en esta Tesis de un grado de Intensidad mayores que los indicados, para los mismos emplazamientos, por la NCSE-02. Este resultado puede considerarse, actualmente como el más completo y realista teniendo en cuenta la información utilizada para su obtención. De este modo, ha de considerarse como aceleración básica del cálculo en la zona de estudio valores del entorno a 0.16 g e intensidades sísmicas de entre VII y VIII en la escala MSK.

Aplicando estos valores de aceleración básica de cálculo al análisis de riesgo planteado en el apartado 2.2, se obtiene que amplificaciones locales del orden de 2 producirán aceleraciones sísmicas efectivas capaces de generar inestabilidades en los trenes según lo calculado por (1.22). En el caso de que dichas amplificaciones excedieran de 2.5 o 3 veces la nominal, podría producirse el vuelco de los trenes conforme a la expresión (1.34).

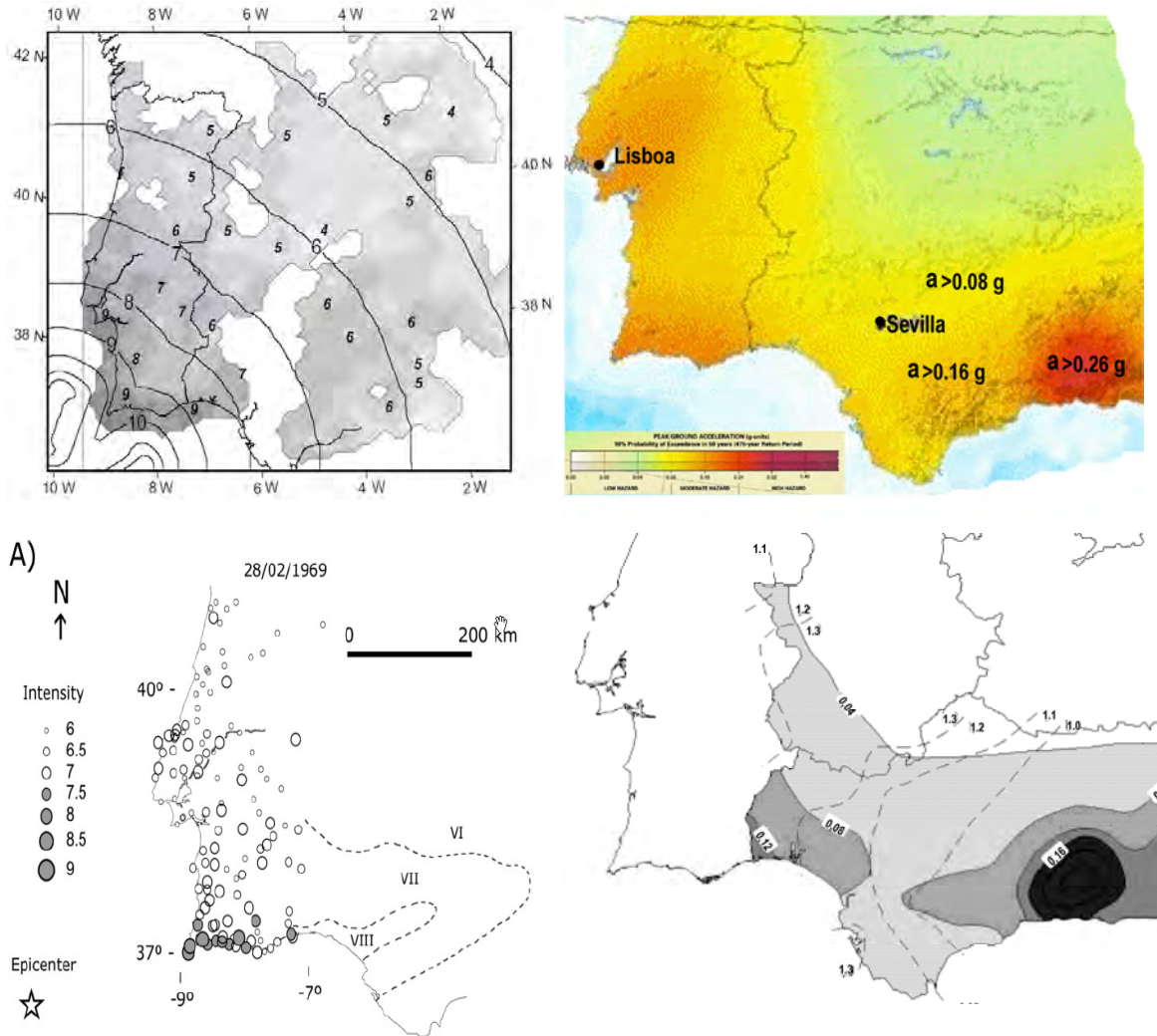


Figura 2-9. Mapas de sismicidad esperable en el suroeste de la Península Ibérica. De izquierda a derecha y de arriba abajo: Baptista et al., 2003; Jiménez et al., 2003; Vilanova et al., 2003; y NCSE-02. Los valores indicados para aceleraciones corresponden a aceleraciones básicas de cálculo e igualmente los datos de intensidad corresponden a intensidades básicas, sin considerar los efectos amplificadores de las condiciones locales de los emplazamientos.

Las consecuencias esperables para las personas pueden establecerse a partir de los datos de mortalidad en accidentes de ferrocarril (Evans, 2002). No se dispone de mucha información acerca de las consecuencias de accidentes de ferrocarriles de Alta Velocidad en el mundo, ya que afortunadamente estos son muy escasos. Sin embargo en junio de 1998 tuvo lugar un accidente de un tren de Alta Velocidad en Eschede (Alemania), como consecuencia del descarrilamiento del mismo a velocidades superiores a 250 km/h. Este tren tipo ICE colisionó con las pilas de un viaducto produciéndose la muerte de 101 viajeros. Este número corresponde al segundo peor accidente ocurrido en la UE en los últimos 38 años (1967-2005). La máxima capacidad de ese tipo de trenes, similares a los que prestarán servicio a lo largo de 2005 en la LAV

Madrid-Lérida, es de unos 300 ocupantes, lo que permite realizar una primera estimación de la probabilidad de mortalidad en un accidente de ese tipo de entre el 30 y el 50 % para el conjunto de sus ocupantes.

Conforme a los datos utilizados tanto para las aceleraciones esperables como para la probabilidad de muerte de los viajeros de los trenes de Alta Velocidad en caso de descarrilamiento, los valores de las probabilidades obtenidas en el apartado 2.2 pueden recalcularse para que representen de forma completa los criterios establecidos por el MEM. Así, considerando los niveles de amplificación necesarios para producir el descarrilamiento de los trenes y la probabilidad de muerte de los ocupantes de un tren de Alta Velocidad tras el descarrilamiento del mismo, puede establecerse un factor de aproximadamente el 10 % con respecto a los del apartado 2.2 ($0.3 \times 0.3 = 0.09$)

Los valores definitivos de la probabilidad de muerte por efecto de un sismo durante el viaje en un tren AVE a lo largo de la LAV Madrid-Sevilla se establecen en,

- $P_v = 0.25 \cdot 10^{-7}$
- $P_t = 7 \cdot 10^{-6}$
- $P_{AVE} = 2.6 \cdot 10^{-5}$

En función de estos valores cabe indicar que únicamente el riesgo asociado al servicio de los trenes AVE se encuentra fuera de tolerancia con respecto a los criterios del método MEM, y por ello de las normas RAMS, mientras que los correspondientes a los viajeros y a los trenes han de considerarse aceptables conforme a los indicados criterios.

2.5. CONCLUSIONES

Como ya se ha comentado, existen evidencias que ponen de manifiesto las limitaciones de las actuales normas y códigos de diseño sismorresistente. Los ejemplos citados hacían referencia a experiencias ocurridas en áreas de alta sismicidad y que muestran la excedencia de los efectos reales frente a los considerados en las normas. De igual modo, en España, y principalmente a partir de la instalación de la red acelerográfica nacional, se han observado casos de similar naturaleza. Baste como ejemplo mostrar algunos de ellos (Rodríguez, 2000), los cuales demuestran que los valores de aceleraciones y, por tanto, de intensidad y de peligrosidad de los sismos que tienen lugar en la Península Ibérica, excedían notablemente los valores propuestos en la NCSE-94, en su momento en vigor, y actualmente los de la NCSE-02.

El día 16 de abril de 1996 tuvo lugar un terremoto de magnitud 4.2, con epicentro en el término municipal de Montilla y en el cual se registraron aceleraciones máximas de 0.012 g, siendo las intensidades asociadas al mismo de hasta V en el área asociada, tal y como se muestra en la Figura 2.10. Este terremoto fue sentido de forma apreciable en la ciudad de Córdoba y dentro del ferrocarril tuvo como repercusión la detención de los trenes regulados en el área de Puesto de Mando de Córdoba en previsión de los posibles efectos que pudiese tener. Los trenes que circulaban en la zona afectada no sintieron movimiento alguno, restableciéndose el servicio de forma inmediata.

El 17 de mayo de 1997 se produjo un terremoto en la provincia de Lugo, entre las poblaciones de Sarriá y Becerreá de magnitud $M=5.1$, siendo la intensidad máxima asociada de I=VI. Los registros de aceleración obtenidos en las estaciones cercanas mostraron aceleraciones pico de hasta 0.16 g, siendo la máxima aceleración dada por la NCSE-94 menor de 0.04 g para esa zona. Este sismo pertenece al conjunto de los que llevaron a modificar la Norma e incorporar la zona sureste de Galicia como área de riesgo en la misma (Figura 2.1).

Finalmente, considerar los últimos terremotos destructivos ocurridos en la Península Ibérica. El primero de ellos tuvo lugar el día 2 de febrero de 1999 y se produjo en las inmediaciones del término municipal de Mula, en la provincia de Murcia. Su magnitud

fue de $M=5.0$ con una intensidad máxima de $I=VI$, siendo la máxima aceleración de 0.25 g. Este terremoto produjo daños por valor de más de 4.000 millones de pesetas y en él se vieron dañadas construcciones que, teóricamente y en aplicación de la normativa, no deberían haberlo sido (CCS, 2001). Desde dicho momento y hasta el último sismo sentido en el área (29-01-2005) se han ido produciendo pequeños sismos que han causado grandes daños en las construcciones de la zona (IGN, 2005). Las máximas aceleraciones del último grupo de sismos ocurridos en 2005 no han excedido los 0.03 g habiendo producido, sin embargo, cuantiosos daños junto con una gran alarma social.

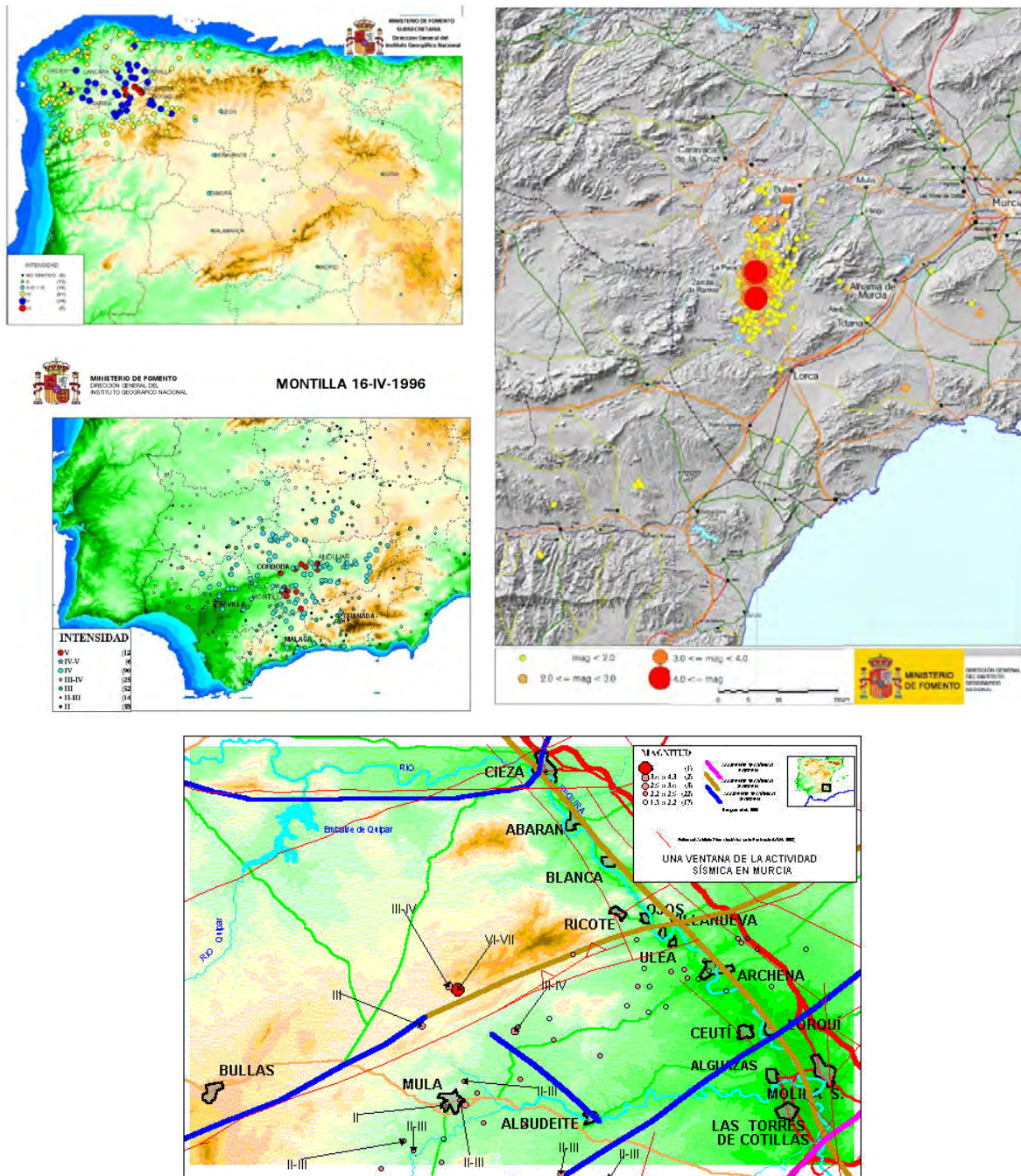


Figura 2-10. Mapas de magnitudes e intensidades sísmicas del IGN correspondientes a los sismos de Montilla (1996), Becerreá (1997) y Mula (1999 y 2005) mencionados en el texto.

Todo lo indicado lleva a considerar la necesidad de prever acciones sísmicas que, puntualmente, pueden exceder los límites recogidos en la normativa en vigor. En función de las características concretas de estos sismos son esperables consecuencias en los trazados del ferrocarril y especialmente en las LAV Madrid-Sevilla y Córdoba-Málaga que pueden llevar a situaciones de riesgo con valores de daños superiores a los admitidos por la Normativa Europea en materia de seguridad en el Ferrocarril. Por ello se plantea, como punto de partida para mejorar en el conocimiento de las posibles consecuencias, evaluar las condiciones locales de las infraestructuras y disponer algún sistema de registro que facilite información local del movimiento del suelo con el fin de poder referirlo a los registrados en las estaciones de la Red Acelerográfica del IGN.

3. EFECTOS LOCALES EN LA RESPUESTA SÍSMICA

3.1. INTRODUCCIÓN

Se conoce desde hace mucho tiempo que los efectos locales son importantes en la respuesta sísmica. Así, uno de los grandes naturalistas de la historia de la Ciencia, Charles Darwin, comentó acerca del terremoto de Chile del 20 de febrero de 1835:

“... El efecto de la vibración sobre la dura pizarra, principal componente de la cimentación de la isla, era aún más curioso: las partes superficiales de algunos estrechos picos estaban tan completamente alteradas como si hubieran sido voladas con pólvora. Este efecto, que se presenta llamativo por la frescura de la fractura y el desplazamiento del suelo, debe estar restringido a la superficie cercana, porque de lo contrario no existiría un bloque de roca sólida a lo largo de Chile; esto no es improbable, ya que se conoce que la superficie de un cuerpo vibrante está afectada de forma diferente en la zona central. Esto se deba, quizá, a la misma razón por la que los terremotos no causan los terribles estragos, que serían previsibles, en el interior de las minas profundas...” (Citado en Ashford et al., 1997).

A mediados del siglo XIX ya se conocía que el movimiento sísmico no se producía de forma igual en todas las zonas del terreno. Ya entonces se habían observado que en algunas áreas se producían concentraciones de daños mayores que en otras zonas circundantes (figura 3.1). El origen de esta concentración se debe a fenómenos de amplificación del movimiento del suelo, que aumenta tanto la aceleración, como la velocidad y el desplazamiento de la superficie de éste en puntos concretos del terreno. Esta amplificación puede deberse a diferentes fenómenos asociados a la naturaleza, composición y morfología de las capas superficiales de suelo. Al conjunto de estos fenómenos es lo que se conoce como “efectos locales”, “efecto local”, “respuesta local” o “efectos del sitio”.

La cita de Darwin hace referencia a la posible existencia de un efecto debido a la topografía que producía un aumento de daños en algunas zonas del terreno. Por otro lado, Field y Jacob (1995) refieren los primeros indicios de amplificaciones debidas a las condiciones geológicas recogidas por Milne en 1898. Posteriormente se han identificado nuevos fenómenos que producen amplificaciones locales (canalización de ondas, ondas de gravedad) así como otros efectos locales asociados a cambios en las condiciones mecánicas del terreno (licuefacción, deslizamientos de laderas).

Históricamente este efecto local se consideró como un inconveniente a la hora de estudiar el origen de los terremotos, ya que en el análisis de los registros sísmicos era necesario eliminar la posible contribución del medio de transmisión y de los propios emplazamientos. Sin embargo, algunos autores lo consideran el factor más importante para conocer las consecuencias de un sismo en un emplazamiento concreto (Nakamura, 1989; Lermo y Chávez-García, 1993).

Inicialmente, la estimación de los efectos locales únicamente pretendía eliminar su contribución en los registros de terremotos para poder tener un mejor conocimiento de los efectos de las fuentes sísmicas y del medio. Es decir, del propio mecanismo de los terremotos y de los efectos de atenuación debidos a la propagación de las ondas a través de la Tierra. Fue en la década de los setenta cuando se comenzaron a desarrollar métodos de estimación de los efectos locales con idea de conocer y cuantificar su contribución en el movimiento del suelo durante los terremotos (Borcherdt, 1970).

Por otro lado, en Japón, ya desde los años 50 se estudiaba este efecto con el fin de conocer mejor el comportamiento detallado de diferentes emplazamientos (Aki, 1957; Kanai y Tanaka, 1961). El elevado riesgo sísmico asociado a gran número de instalaciones en Japón hacía que se precisara un buen conocimiento de las características dinámicas de los suelos donde se habían de construir, o ya estaban contruidos, gran número de edificios, estructuras e instalaciones destinados a cubrir

las necesidades básicas de la población. La situación era que, pese a sufrir gran cantidad de sismos cada año en amplias zonas del país, no se disponían de suficientes registros para asegurar una adecuada cobertura de la evaluación sísmica del territorio.



Figura 3-1. Daños producidos en Golcuk por el terremoto de Izmit de 1999. Las estructuras de la mezquita, incluido el minarete, no sufrieron daños, mientras las construcciones circundantes quedaron totalmente destruidas. Las principales causas de este hecho son las condiciones constructivas de los edificios y la respuesta local de los emplazamientos.

Esta necesidad llevó a investigar métodos alternativos que permitieran aumentar el número de estudios y ampliar la cobertura de las zonas evaluadas, para disponer de una zonación sísmica más amplia y detallada. Se realizaron amplios estudios de ruido sísmico utilizando redes microsísmicas. Este método tenía el inconveniente de que había de ser realizado en horas de relativa calma, ya que la existencia de fuentes de vibraciones de origen antropogénico (fábricas, tráfico) alteraba los resultados (Nakamura, 1989). Pese a que no estaban totalmente establecidas las bases físicas del mecanismo de generación de los microtemores ni el contenido de ondas de los mismos, los resultados de los estudios indicaban que se obtenía una estimación suficientemente buena de la respuesta local. El uso intensivo de este método en Japón respondía a una importante razón: la gran recurrencia de sismos de consecuencias destructivas en amplias zonas de Japón hacía que lo más importante de cara a la protección de los edificios y personas no fuese la magnitud o localización de un sismo concreto, sino la respuesta local de los emplazamientos. El rango de magnitudes y distancia epicentrales esperables determinaba un movimiento inicial de suelo de tal magnitud que los fenómenos locales podían, con contribuciones no muy importantes, influir de forma decisiva en los daños finales sobre las estructuras existentes.

Por otro lado, en los Estados Unidos se abordó el problema desde un punto de vista distinto, influido lógicamente por las características de su sismicidad y la distribución de las zonas sismogénicas con respecto a los grandes centros de población. El análisis se planteó a partir del problema de California y la Falla de San Andrés. En este caso, las distancias epicentrales existentes hacían que el principal problema fuese evaluar de

forma detallada el tamaño de los sismos, considerando su magnitud y el patrón de radiación asociado, así como la contribución del medio a través de las funciones de Green y las curvas de atenuación. De igual modo, y debido al tipo de terremotos esperables (principalmente superficiales) y a los espesores de corteza existentes en dicha zona, existía un problema añadido de gran influencia: la generación y transmisión de fases de ondas modificadas en las interfaces entre corteza y manto y los efectos de focalización de estas fases secundarias en su regreso a la superficie (Langston, 1979; Langston y Hammer, 2001).

Así, hasta los años 90, existían dos enfoques diferentes en el estudio de la amplificación local:

- a) La escuela americana analizaba el efecto de las ondas internas en su llegada a la superficie y consideraba, en cierta medida, un tipo de amplificación a gran escala
- b) En Japón se estudiaba la resonancia de pequeñas estructuras locales, excitadas principalmente por ondas generadas en la interacción entre el basamento rocoso del terreno y las capas de rellenos existentes inmediatamente sobre él.

El terremoto de México de 1985 puso de relieve un nuevo problema (considerándolo como un nuevo fenómeno o al menos uno no conocido) que acercaba ambos planteamientos. En Ciudad de México se produjeron grandes amplificaciones locales producidas por las condiciones de la capa sedimentaria sobre la que se había construido la ciudad, excitadas por terremotos con grandes distancias epicentrales (del orden de 500 km) (Lermo y Chávez-García, 1993; Chávez-García et al., 1994). Este fenómeno era desconocido hasta el momento, ya que las amplificaciones locales estudiadas en Japón provenían de sismos cercanos, con distancias mucho menores que las de México y similares a las estudiadas en California. Esto movió a que la comunidad sismológica americana se replanteara las líneas generales del análisis de los efectos locales y se realizasen desarrollos tendentes a particularizar los estudios regionales de respuesta local para adaptarlos a estudios de zonación y microzonación sísmica.

A partir de este momento se intensificó el estudio de los efectos locales, combinando y comparando métodos provenientes de ambas escuelas, con lo que se inició un periodo de controversia con respecto a los resultados obtenidos con cada uno de ellos. Esta situación acentuó la necesidad de profundizar en el estudio teórico de los diferentes métodos para conocer el mecanismo de los distintos efectos locales y su contribución al movimiento del suelo y sus consecuencias. Esta tendencia se generalizó tanto en Norte América como en Japón y otras zonas, tales como Australia y Nueva Zelanda.

En cuanto a la utilización de estos métodos en Europa, Bard (1995) ya planteó una crítica a la atención que la comunidad científica europea prestaba a tales conceptos. El principal argumento que, posteriormente, tras los terremotos de Northridge (1994) y Kobe (1995), se mostró con gran crudeza, era que Europa Occidental, debido a las características sísmicas que presenta, precisaba realizar extensos estudios de efectos locales, ya que al estar situada en una zona afectada de sismicidad moderada, los datos de movimiento fuerte del suelo, y por tanto de patrones de daños asociados, son muy limitados. Este punto es totalmente aplicable a países Mediterráneos, de Centroeuropa y los Balcanes. Países como Francia, Italia, Suiza, Austria y en especial España y Portugal, deben profundizar en este tipo de estudios para mejorar el conocimiento del riesgo sísmico de estas áreas.

3.2. BASES TEÓRICAS DEL EFECTO LOCAL

Hace ya una década Bard (1995) presentó en el X Congreso Europeo de Ingeniería Sísmica, celebrado en 1994, un trabajo que analizaba el estado de arte en la investigación del efecto local y estructuraba los diferentes métodos de evaluación, realizando un amplio repaso a los últimos estudios llevados a cabo, tanto desde el punto

de vista teórico como de los desarrollos experimentales basados en el análisis de registros. De igual modo exponía las cuestiones pendientes y las necesidades de estudios de detalle y de los desarrollos a realizar para clarificar algunas de dichas cuestiones. A partir de ahora este trabajo será citado numerosas veces, con lo que al mencionarlo se hará citando únicamente al autor. Otros trabajos han repasado también el estado del arte contribuyendo a la actualización de los conocimientos sobre los efectos locales (Geli et al., 1988; Álvarez, 1999).

Si bien han transcurrido 10 años desde la revisión de Bard, ésta continúa siendo válida y se plantea como esquema básico de análisis para revisar la situación actual del estudio del efecto local, recogiendo los avances realizados desde el trabajo de Bard hasta el momento. No pretende este apartado establecerse como un repaso exhaustivo de los estudios de efecto local, aunque sí mostrar los distintos enfoques existentes sobre este problema con el fin de situar el método propuesto en esta Tesis. Debido a la propia complejidad del fenómeno y considerando la dificultad teórica de caracterizar el comportamiento dinámico del suelo, se ha hecho un esfuerzo especial en recoger los estudios teóricos publicados en los últimos años que intentan representar la respuesta local en función de las características físicas de los emplazamientos.

Una cuestión básica en el estudio del efecto local es que es importante identificarlo, medirlo y a poder ser eliminarlo o disminuirlo, pero todo ello debe ir acompañado de un análisis teórico que permita conocer los procesos y fenómenos físicos que lo producen. Sin este conocimiento, el resto de esfuerzos se asientan sobre frágiles bases que no representan los problemas existentes y que proporcionan resultados contradictorios cuando se aplican a casos concretos que difieren entre sí.

La complejidad de los fenómenos que producen los efectos locales es muy importante y proviene principalmente del gran número de variables que existen en el problema real. El intento de resolver teóricamente un problema de este tipo pasa por la definición de modelos, más o menos simples, en los que se hacen hipótesis de partida para intentar generar resultados que puedan compararse con los reales.

Inicialmente, se pueden plantear como principales factores responsables del efecto local los siguientes:

- Geología superficial.
- Topografía superficial o superficie topográfica.
- Interacción suelo-estructura (SSI–Soil Structure Interaction) en el caso de estructuras de Ingeniería Civil.
- Geología subsuperficial.

El orden en que se recogen obedece a la cantidad de trabajos que han generado e igualmente al grado de seguridad que actualmente se tiene en la exactitud de su tratamiento.

De todos ellos el más reconocible y el más estudiado tanto teóricamente como experimentalmente es la geología superficial. Existen evidencias de su existencia en estudio de finales del siglo XIX y si bien su naturaleza aún no es totalmente conocida sí es completamente aceptado, tanto por parte de los ingenieros geotécnicos como por los sismólogos, su gran influencia en la amplificación del movimiento en emplazamientos de suelos blandos que se encuentran sobre cuencas rocosas. El efecto topográfico también es conocido hace tiempo y se han planteado modelos sencillos que dan idea del comportamiento de geometrías simples, si bien actualmente no se dispone de una teoría general que permita prever el comportamiento de geometrías más complejas. A pesar de ello, desde el trabajo de Bard se han realizado importantes avances tanto teóricos como experimentales que han aportado nueva información y que han abierto nuevas líneas de investigación (Chávez-García et al., 1996, 1997; Ashford et al., 1997; Poppeliers y Pavlis, 2002).

La figura 3.2 muestra un esquema general del problema del efecto local, representándose geoméricamente uno de los modelos posibles. El planteamiento del problema es complejo ya desde el punto de vista gráfico y precisa de simplificaciones para poder representarse en dos dimensiones.

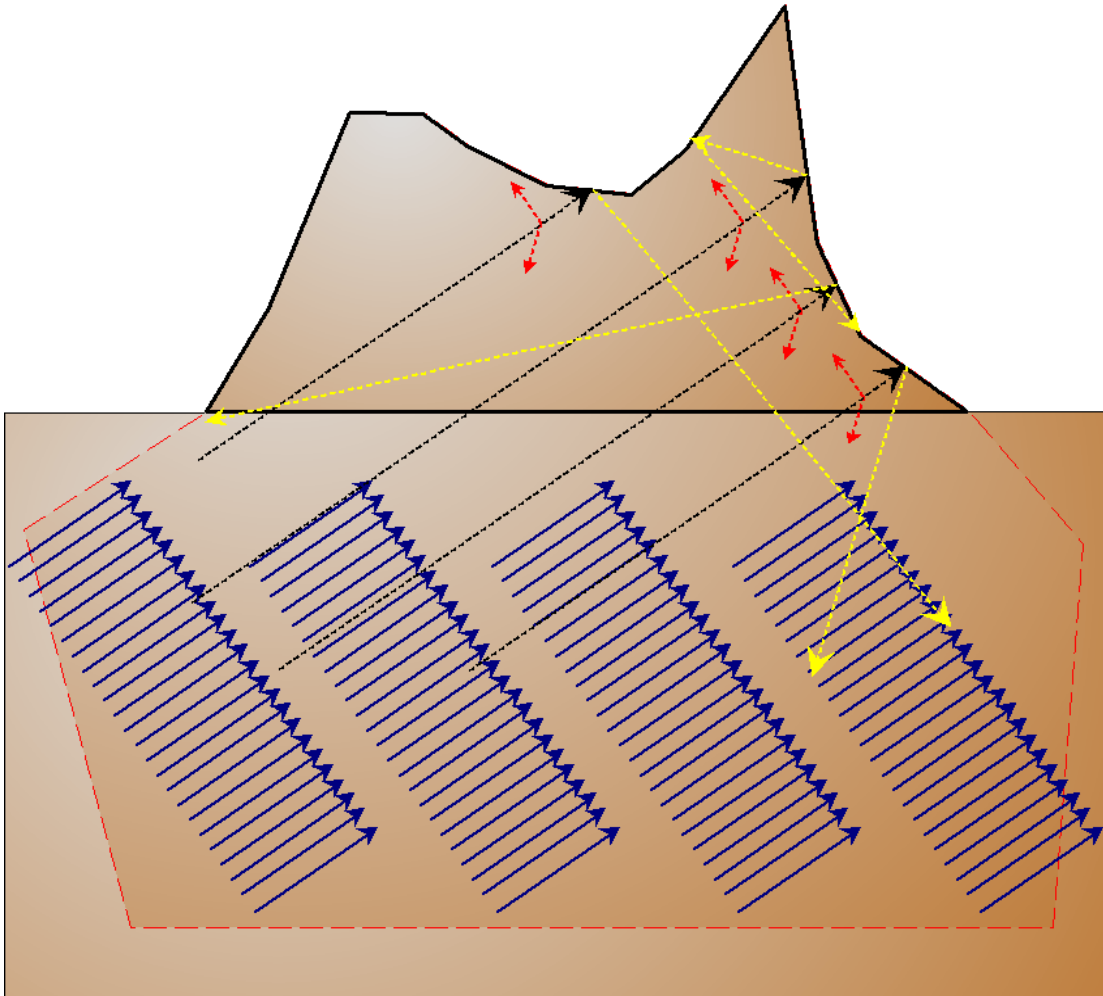


Figura 3-2. Modelo de los efectos locales. La figura representa la incidencia de un tren de frentes de ondas planas en una estructura topográfica irregular conectada a un dominio incluido en la matriz rocosa del terreno. La línea roja discontinua representa los límites de la formación geológica. Las líneas negras son extensiones de los rayos correspondientes a las ondas P que llegan a la superficie, las flechas rojas representan las ondas SH y SV asociadas y las amarillas las ondas P reflejadas en la superficie del terreno (los ángulos dibujados son reales, calculados geoméricamente).

3.2.1. Factores de influencia en la respuesta local

La respuesta local depende de numerosos parámetros, siendo los principales

- Propiedades mecánicas del suelo:
 - Rigidez (G, E)
 - Coeficiente de Poisson
 - Velocidades de ondas P-S-Rayleigh-Love.
 - Estratificación de las capas (espesores, profundidad total...)
 - Perfil longitudinal de las capas
 - Inclusiones materiales (agua, heterogeneidades, etc.)

- Características geométricas del emplazamiento:
 - Topografía
 - Estratigrafía
 - Recubrimientos
 - Fracturación
 - Cavidades
- Características del movimiento del suelo:
 - Tipo de ondas: P-SV-SH-Rayleigh-Love
 - Curvas de atenuación
 - Curvas de dispersión
 - Amortiguamiento
 - Conversión de ondas
 - Canalización de ondas (capas de baja velocidad)
 - Contenido frecuencial

El gran número de variables del problema indica la complejidad del mismo y debido a que su resolución ha de pasar por el cálculo de un problema de inversión, existirá siempre al menos un parámetro adicional, independiente de las variables, sin determinar.

Habitualmente, para la resolución de un problema de este tipo se recurre inicialmente a los modelos más sencillos. Así, el primer paso consiste en plantear el problema como solución de un sistema de ecuaciones lineales. El problema de álgebra lineal así definido precisa al menos de tantas ecuaciones de relación, independientes entre sí, como variables tenga el problema. Estas relaciones no siempre son conocidas. Sin embargo, sí existen modelos (más o menos simples) que permiten acotar los valores de los parámetros a utilizar. Algunas de las aproximaciones más utilizadas (y que se analizarán en detalle en su aplicación práctica a los diferentes métodos de evaluación) son:

1. Ley de Hooke (comportamiento lineal elástico del medio) (Young, 1989)
2. Homogeneidad e isotropía del medio (2 constantes elásticas)
3. Relaciones de Nafe y Drake, 1963 (relación entre módulos de rigidez y velocidad de ondas de cizalla)
4. Relación entre velocidades de ondas y tensiones en un medio elástico (Virieux, 1986)
5. Formulación matricial del problema de propagación de ondas en un medio estratificado (Knopoff, 1964)
6. Matriz de propagación y conversión de ondas de Thomson-Haskell (Wang, 1999)
7. Razón espectral clásica (Borcherdt, 1970)
8. Razón espectral H/V de telesismos (Langston, 1979).
9. Inversión generalizada de razones espectrales (Andrews, 1986)
10. Razón espectral de microtemores utilizando estación de referencia (Kanai y Tanaka, 1961)
11. Razón espectral H/V de microtemores - incluyendo vibraciones inducidas por trenes - (Nakamura, 1989; 1996)
12. Razón espectral H/V de registros sísmicos (Lermo y Chávez-García, 1993)
13. Estudios de amplificación topográfica (Çelebi, 1987)

14. Efectos locales causados por movimiento fuerte del suelo (Aki, 1993)
15. Relación entre tensiones y deformaciones - variación del modelo de rigidez con el nivel de esfuerzos - (Seed y Idriss, 1971; Seed et al., 2001; Prevost y Popescu, 1996; Federal Highway Administration, 1998; Bardet et al., 2000; Popov, 2000)

Buena parte de los estudios revisados y que se analizarán a continuación utilizan algunos de los modelos o formulaciones mencionados. Sin embargo, actualmente no siempre es posible la combinación de varios de ellos. El problema completo incluye campos de ondas incidentes que pueden ser muy complejos (campo cercano, campo lejano, ondas internas, ondas superficiales...), estructuras geométricas que pueden representarse en 1, 2 ó 3 dimensiones y comportamientos de los materiales que pueden regirse a partir de leyes reológicas diversas (comportamiento lineal, no lineal, viscoelasticidad, medios de varias fases, etc.) (Figura 3.3). Así, en cualquier caso, es necesario restringir el número de variables, simplificando los modelos, con el fin de poder resolver los problemas.

3.3. MÉTODOS DE EVALUACIÓN DEL EFECTO LOCAL

Como primera división de los métodos de evaluación del efecto local, se consideran aquellos basados en el análisis de registros instrumentales y los que se basan en modelos teóricos y numéricos. La segunda hace referencia al origen de los efectos debido a la Geología Superficial o a la Topografía del Terreno.

La estructura de los métodos que se presenta en este trabajo, al igual que la presentada por Bard y otros autores no es ni única ni establece la exclusión de un método en una categoría por estar incluido en otra. La explicación detallada de cada uno de ellos se hará en el apartado que sea más relevante al objeto de esta Tesis, no habiendo de ser coincidente con otros autores.

3.3.1. Métodos experimentales

Dentro de los métodos experimentales pueden considerarse varias clasificaciones, las principales son

1. Dependiendo de si se requiere o no un emplazamiento de referencia respecto al que comparar la respuesta del resto de estaciones.
2. En función del número de estaciones de registro necesarias para aplicar el método. Así se tienen los métodos que precisan una única estación y aquellos que precisan redes de estaciones (más o menos densas) que registren simultáneamente los diferentes eventos.
3. Según el tipo de movimiento. En este caso depende del tipo de sensor a utilizar, podrían ser los valores pico de aceleración, velocidad o desplazamiento (en función de la resolución de los distintos equipos y de la razón de muestreo). Según los valores de la aceleración pueden considerarse:
 - Movimiento fuerte del suelo $a > 0.3$ g.
 - Movimiento débil del suelo $0.3 \text{ g} > a > 0.01$ g.
 - Ruido sísmico $0.01 \text{ g} > a > 0.0001$ g (umbral de detección).
4. Según el tipo de ondas utilizadas en el análisis:
 - Ondas internas (habitualmente de cizalla).
 - Ondas superficiales (SASW – Spectral Analysis of Surface Waves – Lai y Rix, 1998).
 - Ondas de Coda.

- Microtremores.
- Ondas de Gravedad (Lomnitz, 1991).

Todos los métodos existentes pertenecen a uno o varios de los grupos anteriormente indicados.

Aunque el método propuesto en esta Tesis es objeto de un apartado independiente, con el fin de fijar su alcance, se indican a continuación las características del mismo, de acuerdo con las clasificaciones anteriores:

- No requiere emplazamiento de referencia.
- Necesita una única estación.
- Evalúa todo tipo de movimiento en un rango entre 0.0001 y 2 g.
- Analiza microtremores, movimiento débil y fuerte y ondas superficiales (una aproximación al SASW)

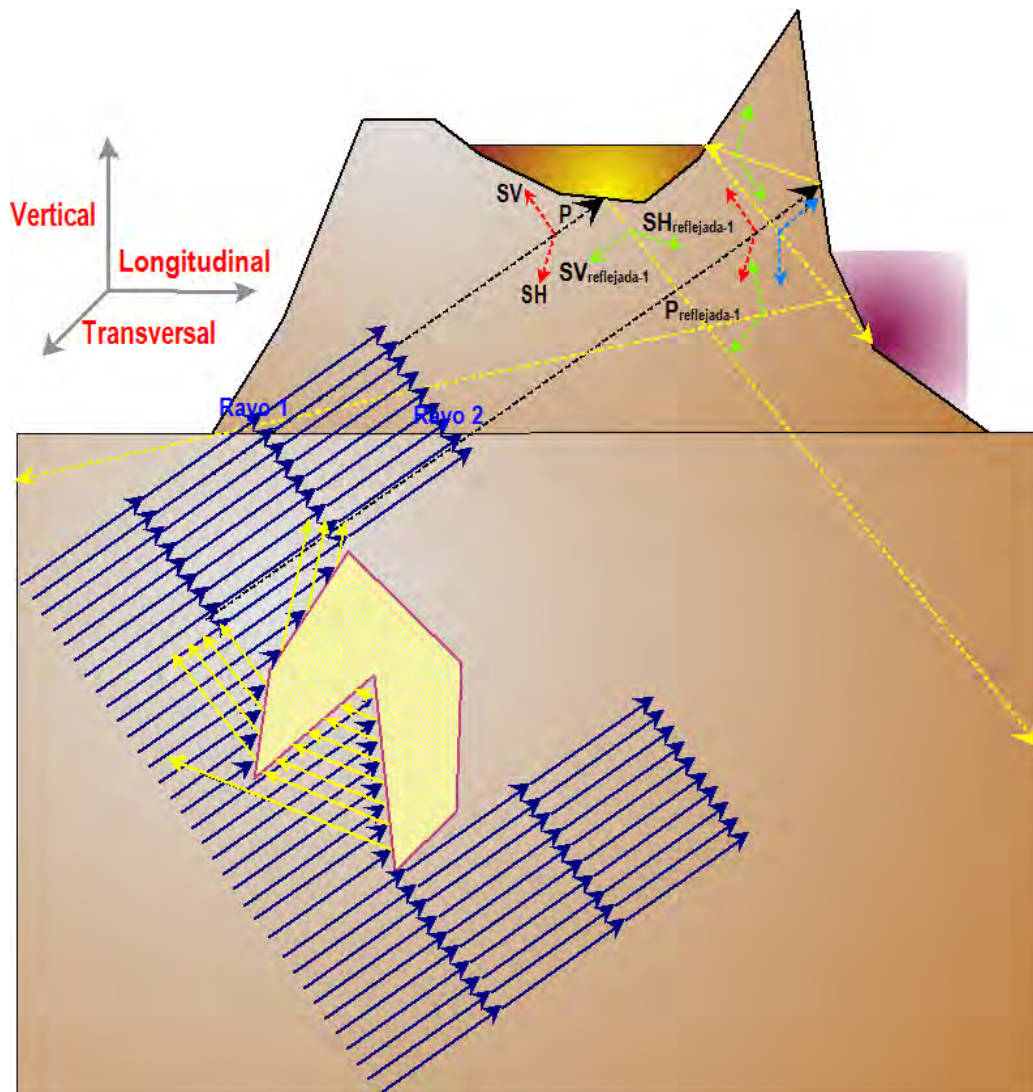


Figura 3-3. Modelo complejo de los efectos locales. La figura representa la incidencia del mismo tren de frentes de ondas planas de la figura 3.2 que encuentra una heterogeneidad, inclusión o cavidad en el medio. Esto genera una zona de sombra en la estructura geológica, desapareciendo buena parte de los rayos representados en la figura 3.2. Adicionalmente, se ha añadido un recubrimiento sedimentario a la cuenca situada en la zona superior de la estructura geológica principal. Las flechas amarillas representan los rayos de las ondas P reflejadas, mientras que las verdes corresponden a la primera reflexión de las ondas S y las azules a la segunda.

3.3.1.1. Métodos con sitio de referencia

El estudio de los terremotos se realiza a partir de registros de algunas de las variables cinemáticas que representan el movimiento del suelo. En dicho registro se encuentra mezclada información procedente de (1) la fuente sísmica, (2) del medio de transmisión entre la fuente y el punto de registro, otra más (3), específica del emplazamiento en que se sitúa el equipo de registro y finalmente (4) otra asociada a la respuesta del equipo instrumental utilizado. Según la representación clásica (Borchedt, 1970) el registro puede representarse en el dominio de la frecuencia por

$$O(f) = E(f) \cdot P(f) \cdot S(f) \cdot I(f) \quad (3.1)$$

donde, $O(f)$ es el término correspondiente al sismograma (o acelerograma) en la estación de registro, el cual es convolución en el dominio del tiempo y por tanto producto en el dominio de la frecuencia (Aki y Richards, 1980) del término de la fuente, $E(f)$; de la contribución del medio, $P(f)$; de las condiciones locales en el emplazamiento de registro, $S(f)$ y de la respuesta del instrumento de registro, $I(f)$. Tomando logaritmos en (3.1) se obtiene el sistema lineal

$$\ln O(f) = \ln E(f) + \ln P(f) + \ln S(f) + \ln I(f) \quad (3.2)$$

Esta formulación, como sistema de ecuaciones lineales, es la base de los métodos de inversión que se explicarán con más detalle en el apartado siguiente.

El término correspondiente al instrumento es bien conocido y viene dado por el fabricante, por lo que es fácilmente eliminable de (3.2).

$$\ln O(f) - \ln E(f) - \ln P(f) - \ln S(f) \quad (3.3)$$

La expresión (3.3) es habitualmente la base de los intentos de separar los efectos de la fuente, el medio y el emplazamiento en el análisis de registros sísmicos.

Como ya se ha comentado, inicialmente se intentaba tener un mejor conocimiento del término asociado a la fuente eliminando la contribución del medio y de los emplazamientos. Sin embargo, para el caso del efecto local lo deseable es eliminar los términos de la fuente y el medio. La hipótesis para conseguirlo es que los registros de dos emplazamientos relativamente cercanos deben estar compuestos por los mismos términos de fuente y medio, ya que en ambos el tamaño, distancia y orientación de la fractura coinciden, e igualmente, el camino seguido a través del medio no diferirá de forma importante. Por tanto las diferencias en los registros han de deberse a las características locales de cada uno de los emplazamientos.

Esto lleva a la necesidad de establecer un sistema de referencia respecto al que evaluar la respuesta de los diferentes emplazamientos. Para ello se establece el concepto de "sitio de referencia" (Borchedt, 1970), el cual se considera no afectado por efectos locales. La premisa inicial de dicho emplazamiento es que no exista una dirección predominante en el movimiento del suelo, o lo que es lo mismo, que la energía asociada al movimiento en las diferentes componentes sea equivalente (en promedio). De este modo, disponiendo de registros en este emplazamiento de referencia se pueden eliminar los términos de la fuente y el medio en el resto de registros (del resto de estaciones), sin más que calcular el cociente entre los espectros de dichos emplazamientos y los del sitio de referencia

$$\frac{O(f)_{estación-i}}{O(f)_{referencia}} = \frac{E(f)_{estación-i} \cdot P(f)_{estación-i} \cdot S(f)_{estación-i}}{E(f)_{referencia} \cdot P(f)_{referencia} \cdot S(f)_{referencia}} \quad (3.4)$$

Utilizando la condición de que los términos de la fuente y el medio se consideran iguales ($E(f)_{estación-i} = E(f)_{referencia}$ y $P(f)_{estación-i} = P(f)_{referencia}$) éstos pueden eliminarse en la razón, obteniendo

$$\frac{O(f)_{estación-i}}{O(f)_{referencia}} = \frac{S(f)_{estación-i}}{S(f)_{referencia}} \quad (3.5)$$

Como por definición el sitio de referencia no está afectado de efectos locales el término local debe ser nulo² y (3.5) puede simplificarse

$$\frac{O(f)_{estación-i}}{O(f)_{referencia}} = S(f)_{estación-i} \quad (3.6)$$

De este modo, la contribución del emplazamiento queda representada mediante la razón de los espectros del emplazamiento y del sitio de referencia.

Llegados a este punto es importante considerar la siguiente cuestión: ¿qué es un sitio de referencia? O mejor, ¿qué es un sitio de referencia adecuado?

Como ya se ha mencionado, Borchardt (1970) definió en su método de razones espectrales un emplazamiento de referencia como aquel emplazamiento en el que la respuesta sísmica no mostraba una dirección predominante. Pero, a efectos prácticos, ¿cómo se aplica este concepto? Inicialmente se asume que la respuesta en la base de la capa de sedimentos, en la interface con el basamento rocoso, es equivalente a la de un afloramiento rocoso próximo al emplazamiento a evaluar. Como es fácil darse cuenta, esta aseveración, pese a ser útil como una primera aproximación, es arriesgada y es preciso caracterizarla más cuidadosamente.

Nakamura (1989) planteó ciertas premisas acerca de las condiciones de dichos sitios, principalmente con respecto a la estabilidad de los registros. Aunque su trabajo se basaba en el estudio de microtemores, las condiciones para elegir un sitio de referencia son totalmente válidas. Desde el punto de vista más exigente, el espectro de referencia respecto al que comparar el del emplazamiento incógnita, habría de ser el registrado en el basamento situado bajo dicha estación. Esto lleva a la necesidad de realizar sondeos, método que encarece de forma importante los estudios de vulnerabilidad sísmica. Nakamura mostró que si las razones espectrales H/V en los emplazamientos considerados de referencia, eran estables a lo largo de amplios periodos de tiempo, siendo este valor próximo a "1", entonces podían considerarse adecuados. Esta conclusión surgió de comparar dichos registros de larga duración (promedios correspondientes a 24 horas de registro) con resultados obtenidos de sondeos en los mismos emplazamientos (figura 3.4). En caso contrario (que el promedio de las razones H/V en el rango de frecuencias de interés sea distinto de la unidad) habría que realizar la corrección de las razones H/V de los emplazamientos por el valor de dicho factor.

Steidl et al. (1996) analizaron detalladamente este problema y vieron que la asunción de un afloramiento rocoso como sitio de referencia podía llevar, en algunos de los emplazamientos analizados por ellos, a una subestimación del nivel de amplificación de las capas superficiales, lo que implicaba una subestimación del riesgo sísmico de los emplazamientos (figura 3.5). Esta subestimación variaba en un factor entre 2 y 4 y se producía en un rango de frecuencias entre 2 y 5 Hz (intervalo de gran importancia desde el punto de vista de la Ingeniería Sísmica) si bien los resultados dependían fuertemente del emplazamiento y de la frecuencia. Este fenómeno lo asociaron a la fracturación y degradación de los afloramientos, a pesar de que algunos de ellos presentaban un aspecto de rocas graníticas con total integridad estructural. También analizaron los sitios de referencias utilizados mediante la perforación de sondeos y vieron que éstos podían

² Importante considerar que el concepto de nulo en este caso tiene el significado del elemento neutro del producto, lo que significa que $S(f)_{referencia} = 1$.

verse afectados por fenómenos de interferencia destructiva en la propagación de ondas, produciendo efectos de pseudo-resonancia que influían en los valores obtenidos para la amplificación local. La conclusión principal de su estudio se concreta en la necesidad de establecer “sitios de referencia” adecuados: si se utilizan sondeos para su elección, recomendaron que la distancia a los emplazamientos a estudiar fuese mayor de 20 km.

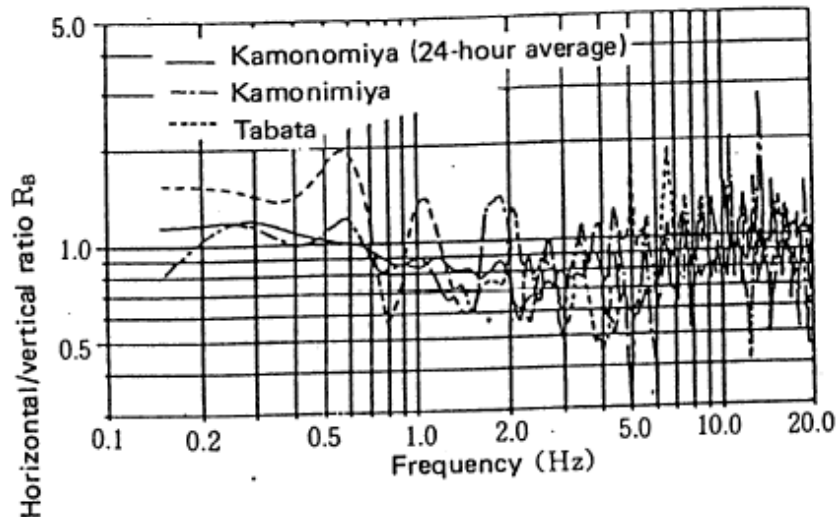


Figura 3-4. Razones espectrales H/V de microtemores medidos en el substrato rocoso de las estaciones de Kamonomiya y Tabata (Nakamura, 1989).

3.3.1.1 RAZONES ESPECTRALES CLÁSICAS (SSR)

Este método fue propuesto por Borchardt (1970) y consiste en la evaluación del efecto local mediante la utilización de las razones espectrales de las componentes horizontales de la ventana de las ondas S de registros de terremotos. De forma práctica se dividen los espectros horizontales de las ondas de cizalla correspondientes al emplazamiento y al sitio de referencia. En la literatura este método se conoce habitualmente como SSR (Standad Spectral Ratios) y RSM (Reference Site Method).

Partiendo de la caracterización de la ecuación (3.6) para la ventana de ondas S, se obtiene

$$\frac{O_S(f)_{estación-i}}{O_S(f)_{referencia}} = S_S(f)_{estación-i} \quad (3.7)$$

La simplicidad del método queda patente en la fórmula (3.7) y los principales inconvenientes que se presentan a la hora de su aplicación pueden resumirse en (Lermo y Chávez-García, 1993; Field y Jacob, 1995)

- La necesidad de disponer de registros simultáneos en ambos emplazamientos.
- La necesidad de disponer de llegadas claras de las distintas fases para poder aplicar el análisis espectral.

El primer punto se ha manifestado de gran importancia ya que en muchas ocasiones las llegadas que disparan el registro en la estación situada en el emplazamiento a estudiar no lo hacen en el de referencia, debido a que el nivel de disparo se alcanza por el propio efecto de amplificación local. El segundo punto restringe los registros a utilizar a aquellos cuyas distancias epicentrales son lo suficientemente grandes para permitir que las llegadas de las distintas fases puedan diferenciarse unas de otras.

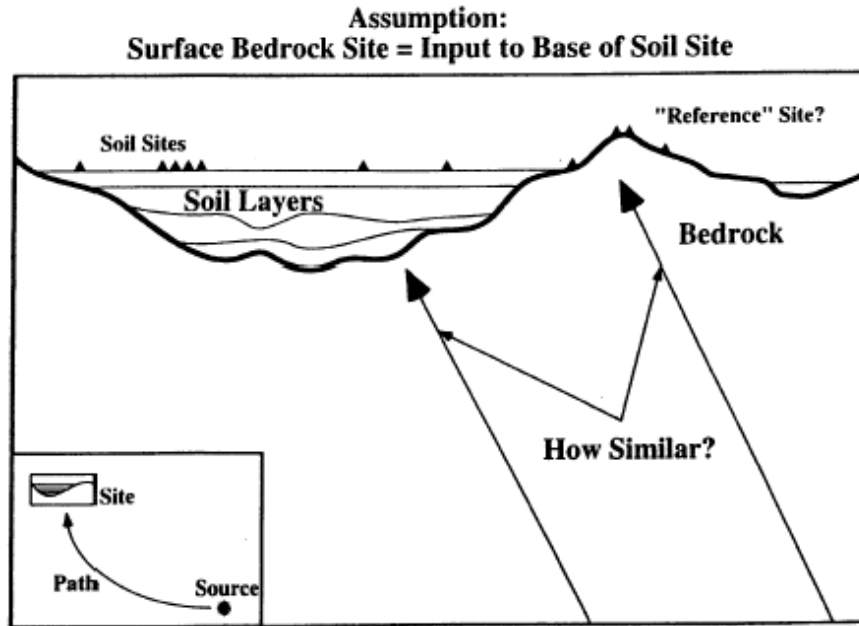


Figura 3-5. Esquema general de un "sitio de referencia" (Steidl et al., 1996)

Este método puede mejorarse si se dispone de una red de estaciones, con lo que puede contarse con más registros que permitan una mejor estimación, además de poder correlacionar los resultados entre emplazamientos. Una cuestión importante es conocer la incertidumbre del método asociada al promediado de las razones espectrales.

Para ello se parte de una generalización de la ecuación (3.1) para una red sísmica. Dicha red consta de i -sitios que registran j -eventos. Así, el espectro de amplitud del j -ésimo evento registrado en la i -ésima estación $O_{ij}(f)$, puede escribirse como un producto en el dominio de la frecuencia, de términos fuente $E_i(f)$, medio $P_{ij}(f)$ y emplazamiento $S_i(f)$

$$O_{ij}(f) = E_i(f) \cdot P_{ij}(f) \cdot S_i(f) \quad (3.8)$$

Al igual que en la expresión (3.2) la ecuación puede linealizarse tomando logaritmos neperianos

$$\ln O_{ij}(f) = \ln E_i(f) + \ln P_{ij}(f) + \ln S_i(f) \quad (3.9)$$

Partiendo de la existencia de un sitio de referencia adecuado ($i=R$), en el que se asume como despreciable la respuesta local, puede establecer el término $\ln S_R = 0$. Esta condición es equivalente a la planteada como premisa en la ecuación (3.5).

Si la distancia entre todas las estaciones de la red es pequeña en comparación con la distancia epicentral, y éstas son similares a las distancias entre ellas y la de referencia ($P_{ij} \cong P_{Rj}$), la respuesta local en cada una de las estaciones puede estimarse a partir de

$$\ln S_i^{SR} = \frac{1}{J} \sum_{j=1}^J \ln \left(\frac{O_{ij}}{O_{Rj}} \right) = \frac{1}{J} \sum_{j=1}^J (\ln O_{ij} - \ln O_{Rj}) \quad (3.10)$$

Esta expresión representa el promedio geométrico de la respuesta local de la estación i , que ha registrado J eventos simultáneamente con el sitio de referencia. Cada sitio puede tener distinto número de sismos registrados y por tanto cada sitio i puede tener diferentes J . Para simplificar la notación se ha omitido la dependencia de los espectros con la frecuencia. Esta estimación asume que las observaciones siguen una distribución

logaritmo-normal. De nuevo, en el caso de que la condición $\ln S_R = 0$ no se cumpla en el emplazamiento tomado como referencia, la respuesta obtenida por (3.10) se convierte en una respuesta relativa a dicho emplazamiento.

Partiendo del tipo de distribución de las observaciones ya mencionada, la desviación estándar de los valores de S_i^{SR} , que representa la dispersión de las razones espectrales individuales para los J sismos registrados en el emplazamiento i, viene dada por

$$std \sigma_{Si}^{SR} = \left\{ \frac{1}{J-1} \sum_{j=1}^J [(\ln O_{ij} - \ln O_{Rj}) - \ln S_i^{SR}]^2 \right\}^{0.5} \quad (3.11)$$

Por otro lado la desviación estándar de la media (o error estándar) que representa la incertidumbre respecto de la media verdadera se calcula a través de

$$\sigma_{Si}^{SR} = \frac{1}{\sqrt{J}} std \sigma_{Si}^{SR} \quad (3.12)$$

Aquí es importante darse cuenta de que ambas desviaciones $std \sigma_{Si}^{SR}$ y σ_{Si}^{SR} son aplicables tanto a $\ln S_i$ como a S_i . Esto es debido a las propiedades de continuidad de la función logaritmo neperiano y a la linealidad del proceso de promediado³.

La diferencia entre la desviación estándar y la desviación estándar de la media es importante para el análisis del riesgo sísmico. Si la dispersión de las razones espectrales individuales se debe a algún tipo de ruido de los datos (por existencia de heterogeneidades en el medio), puede soslayarse utilizando la desviación de la media. Sin embargo si la dispersión es debida a las características propias del emplazamiento, asociada por ejemplo, a la directividad de las ondas incidentes, por la orientación del emplazamiento respecto de las fuentes, sería más adecuado utilizar la desviación estándar. Si la respuesta producida por un evento dado se encuentra fuera del rango de dispersión obtenido por la desviación estandar de una estación, se tendría una evidencia del comportamiento no-lineal de la respuesta de dicho evento en esa estación. Esto puede llevar a asignar diferentes niveles de riesgo sísmico para un mismo emplazamiento dependiendo de dónde provienen los terremotos⁴.

En el análisis anterior se ha asumido implícitamente que el ruido de los registros $\sigma_{O_{ij}}$ es el mismo para los registrados en cada emplazamiento ($\sigma_{O_{ij}} = \sigma_{O_i}$). Si además se asume que éste es el mismo en todos los emplazamiento e idéntico al del sitio de referencia ($\sigma_{O_i} = \sigma_{O_R} = \sigma_O$), se obtiene la relación

$$std \sigma_{Si}^{SR} = [\sigma_{O_R}^2 + \sigma_{O_i}^2]^{0.5} = \sqrt{2} \sigma_O \quad (3.13)$$

y la ecuación (3.12) puede expresarse como

$$\sigma_{Si}^{SR} = \sqrt{\frac{2}{J}} \sigma_O \quad (3.14)$$

³ No hay que perder de vista que en las expresiones se ha omitido la dependencia con la frecuencia. Por ello hay que considerar que tanto $\ln S_i(f)$ como $S_i(f)$ son vectores con un número de componentes iguales al n° de datos utilizados en la FFT. Habitualmente se utilizan como mínimo $2^{10}=1024$ muestras.

⁴ Este supuesto sucede en la España peninsular, donde la Normativa Sismorresistente discrimina el origen de los sismos que pueden afectar a diferentes zonas, estableciendo un coeficiente de contribución que penaliza los sismos provenientes de la zona de la Falla de Azores-Gibraltar.

La ecuación (3.14) da, finalmente, la incertidumbre del SSR en función del nivel de ruido de los datos y del número de razones promediadas (para cada emplazamiento).

3.2.1.1.2 INVERSIÓN GENERALIZADA DE RAZONES ESPECTRALES (GIT)

Andrews (1986) refundió el método de la razón espectral con el problema de la Inversión Generalizada (GI) para resolver los datos de registros múltiples para todos los efectos de fuentes/medios y todos los efectos locales de forma simultánea. Este método es conocido habitualmente por GIT (General Inversion Technique). Otros autores han aplicado diversas variaciones de este método GIT (Boatwright et al., 1991), y la cuestión que aún queda pendiente es si proporciona alguna ventaja respecto al promedio de las razones espectrales evaluadas en cada emplazamiento. El método es complejo y durante bastante tiempo fue el más utilizado para la evaluación de la respuesta local en las áreas sísmicas de California. A continuación se expone este método de forma simplificada que puede estudiarse con detalle en Field y Jacob (1995).

Como punto de partida es necesario especificar un término en la ecuación (3.8) que represente al medio, tal como una atenuación geométrica del tipo

$$P_{ij} = \ln\left(\frac{1}{r_{ij}}\right) = -\ln(r_{ij}) \quad (3.15)$$

donde r_{ij} son las distancias epicentrales conocidas entre los j-eventos y las i-estaciones. Aplicando este término como una corrección a los datos, el sistema de ecuaciones (3.8) puede escribirse como

$$\ln E_j + \ln S_i = \ln O_k + \ln r_k \quad (3.16)$$

donde k representa las k-observaciones e i y j son funciones implícitas de k. Matricialmente (3.16) puede escribirse como

$$G\vec{m} = \vec{d} \quad (3.17)$$

siendo \vec{d} el vector de los datos corregidos por la atenuación geométrica, \vec{m} un vector modelo que contiene las I+J incógnitas de las fuentes y los sitios y G la matriz núcleo de los datos, con I+J columnas y K filas⁵. Hay que considerar que G es una matriz dispersa y únicamente tiene 2 términos no nulos por cada fila o columna.

Utilizando un ajuste por mínimos cuadrados y minimizando la diferencia entre los espectros observados y los predichos se obtiene

$$\chi^2 = \sum_{k=1}^K \left[\frac{(\ln O_k + \ln r_k) - (\ln E_j + \ln S_i)}{\sigma_{O_k}} \right]^2 \quad (3.18)$$

donde σ_{O_k} es el ruido o incertidumbre de las k-observaciones ($\ln O_k$).

Si $K > J + I$, entonces el sistema de ecuaciones está sobredimensionado. Sin embargo, existe un grado de libertad sin determinar, lo que significa que todos los términos de la respuesta local pueden multiplicarse por cualquier función arbitraria de la frecuencia en tanto los de la fuente se dividen por idéntica función. Este cambio no influye en el valor de χ^2 en la ecuación (3.18). Andrews restringió ese grado de libertad no ligado calculando cada término de respuesta local con respecto a la media de la red. Boatwright et al., (1991) lo eliminaron mediante la fijación a cero de la amplificación en el emplazamiento de referencia ($\ln S_R = 0$). Field y Jacob (1995) utilizaron este último

⁵ En el caso de que todos los eventos se registren en todas las estaciones entonces $K=I \cdot J$.

modelo para poder comparar las incertidumbres asociadas al GIT con las obtenidas con el SSR.

Siguiendo esta última formulación, si todas las observaciones tiene el mismo nivel de ruido ($\sigma_{o_k} = \sigma_o$), entonces

$$[\text{cov } m] = [G^T G]^{-1} \sigma_o^2 \quad (3.19)$$

donde $[G^T G]^{-1}$ a menudo se denomina “matriz covariante unitaria”. La ecuación (3.19) muestra que las incertidumbres de los parámetros del modelo están directamente relacionadas con las incertidumbres de los datos.

Como se deduce del desarrollo anterior, el método tiene mayor complejidad que el SSR y la cuestión importante es ¿cuánto mejora la estimación de la respuesta local el método de la Inversión Generalizada respecto al SSR? Field y Jacob (1995) realizaron un detallado estudio de las incertidumbres asociadas a este método frente a las del SSR en un intento de dar respuesta a esta cuestión.

Para simplificar, supusieron que todas las medidas tenían el mismo nivel de ruido ($\sigma_{o_k} = \sigma_o$). Entonces, si los J-eventos se han registrado en los I-sitios, las incertidumbres de las fuentes y los emplazamientos son, respectivamente,

$$\sigma_{S_i}^{GI} = \sqrt{\frac{2}{J}} \sigma_o \quad (3.20)$$

$$\sigma_{E_j}^{GI} = \sqrt{\frac{I+J-1}{JI}} \sigma_o \quad (3.21)$$

determinadas a partir del análisis del modelo de matriz covariante unitaria para un amplio rango de J/I combinaciones. Comparando las ecuaciones (3.20) y (3.14), puede observarse que la incertidumbre del método GIT es idéntica a la de las razones clásicas. También se obtiene que las estimaciones de los términos de sitio son igualmente equivalentes, ya que la corrección correspondiente a la atenuación geométrica o bien es despreciable o bien también se aplica, en igual medida, a las razones espectrales clásicas.

La principal ventaja del método GIT se muestra cuando todos los eventos J no se han registrado en todas las estaciones I. En este caso, GIT estima con menor incertidumbre que las razones espectrales clásicas. Para conocer los límites de dicha ventaja pueden hacerse varias suposiciones simples: si todos los J-eventos se registran en el sitio de referencia, entonces el caso más favorable será cuando estos mismo J-eventos se hayan registrado en todas las estaciones menos una; si en la estación restante se hubiese registrado un único evento, de la ecuación (3.14) se tiene que la incertidumbre de la respuesta en dicho emplazamiento será $\sigma_{S_1}^{SR} = \sqrt{2} \sigma_o$.

Aplicando el método GIT para el mismo supuesto se obtiene una incertidumbre

$$\sigma_{S_i}^{GI} = \left[\sigma_o^2 + \left(\frac{J+I-2}{J(I-1)} \right) \sigma_o^2 \right]^{0.5} \quad (3.22)$$

El significado de (3.22) puede interpretarse utilizando el supuesto de registro de un único registro en la estación 1 del modo siguiente: si la respuesta local en el sitio 1 se obtiene como $\ln S_1 = \ln O_{11} - \ln E_1$, el término entre corchetes de (3.22) puede sustituirse por $\sigma_o^2 + \sigma_{E_1}^2$, donde σ_{E_1} se calcula a partir de (3.21) substituyendo $I-1$ por I (ya que únicamente $I-1$ estaciones registraron todos los eventos). Sabiendo que $\sigma_{S_1}^{SR} = \sqrt{2} \sigma_o$,

substituyendo σ_o en la ecuación (3.22) se obtiene una relación entre las incertidumbres de ambos métodos

$$\frac{\sigma_{Si}^{GI}}{\sigma_{Si}^{SR}} = \left[\frac{1}{2} \left(1 + \frac{J+I-2}{J(I-1)} \right) \right]^{0.5} \quad (3.23)$$

En el caso del estudio de Field y Jacob (1995), en el que existían 5 estaciones de registro, las incertidumbres estaban siempre entre $0.8 \sigma_{S1}^{SR} \leq \sigma_{S1}^{GI} \leq \sigma_{S1}^{SR}$. Calculando el límite de la ecuación (3.23) para el caso de infinitos eventos y sitios, la mejora de la estimación del método GIT queda acotada por $\sigma_{S1}^{GI} = \frac{\sigma_{S1}^{SR}}{\sqrt{2}} \approx 0.7 \sigma_{S1}^{SR}$. Por consiguiente, en general, los límites de la incertidumbre del método GIT se sitúan entre el 70 % y el 100 % de las del método SSR, o lo que es equivalente, mejora los resultados del método SSR un 42 % como máximo.

$$0.7 \sigma_{S1}^{SR} \leq \sigma_{S1}^{GI} \leq \sigma_{S1}^{SR} \quad (3.24)$$

A la vista de estos resultados, Field y Jacob (1995) concluyen que la aproximación GIT ofrece una pequeña y quizás no significativa mejora sobre las estimaciones tradicionales de razones espectrales.

3.3.1.2. Métodos sin sitio de referencia

Ya ha sido comentado anteriormente que no siempre puede disponerse de emplazamientos de referencia adecuados con respecto a los cuales referir la respuesta del resto de sitios a evaluar. Por ello se han desarrollado técnicas que intentan resolver este inconveniente. Adicionalmente, también se ha comentado la dificultad de caracterizar de forma adecuada el mencionado "sitio de referencia". En la figura 3.7 puede verse en detalle la llegada del tren de ondas de las figuras 3.2 y 3.3 a la superficie del terreno. Las reflexiones y transmisiones múltiples, tanto en los límites del basamento como en la superficie, hacen que el tren de ondas incidentes en un punto dado de la superficie sea más complejo que el que llega a los límites de la capa sedimentaria.

Siguiendo el planteamiento de Bard, a continuación se recogen los principales métodos sin sitio de referencia para la evaluación de la respuesta local. Algunos de los que se refieren a continuación proceden de la evolución de otros ya mencionados. Sin embargo, la propia evolución de los trabajos de investigación, así como su combinación con otros métodos de análisis ha llevado a que la modificación del método primitivo se haya establecido como uno nuevo método con entidad propia.

3.3.1.2.1 INVERSIÓN PARAMETRIZADA DE LA FUENTE Y EL MEDIO

En este método se asume el efecto de la fuente y el medio a través de una fórmula, proporcionando la forma del espectro como una función de unos pocos parámetros (frecuencia de esquina, momento sísmico, factor Q...), que son estimados junto con los factores de la respuesta local, de nuevo a partir de un esquema de inversión generalizada (Boatwright et al., 1991). Este proceso fue denominado "Inversión parametrizada de la fuente y el medio" por Field y Jacob (1995). Aunque este método se propuso inicialmente para eliminar el efecto local y de este modo estimar las características de la fuente y el medio también ha sido aplicado ampliamente en el estudio de éste último.

Pese a que la parametrización de la fuente y el medio eliminan la necesidad de un sitio de referencia, en este proceso aún existe un grado de libertad no ligado, independiente de la frecuencia, estando éste en compromiso entre el nivel del espectro de las bajas frecuencias (asociadas al momento sísmico) y el nivel medio de los factores de la respuesta local en todos los sitios. Este factor de escala puede, en principio, restringirse a partir de información previa, por ejemplo a partir de estimaciones del momento sísmico o de la estructura geotécnica en alguno de los emplazamientos. Sin embargo, las

incertidumbres no incluidas en estos parámetros pueden ser finalmente de un valor de factor de escala de 2.

El esquema de la inversión generalmente es más complejo que la aproximación GIT, puesto que la dependencia de alguno de los parámetros (como la frecuencia de esquina) es no lineal, así que casi todos los autores poseen su propio desarrollo y método de cálculo y la comparación de resultados no siempre puede hacerse directamente. Field y Jacob (1995), realizaron dentro de su comparación entre diversos métodos de evaluación del efecto la Inversión Parametrizada de la Fuente y el Medio, antes mencionada, con una particularidad que la hace muy interesante: aunque contaban con un emplazamiento de referencia, que utilizaron en otros análisis, introdujeron éste como una estación más en el análisis y aplicaron el método de la Inversión Parametrizada para ver, además, como se ajustaba la respuesta en ese emplazamiento a la formulación teórica que ellos establecieron.

Cada tipo de inversión parametrizada establece una serie de hipótesis y términos para representar los diferentes parámetros del modelo. Field y Jacob (1995) siguieron el modelo propuesto por Boatwright et al., (1991).

Para registros de velocidad, el término de la fuente sísmica de la ecuación (3.8) se parametriza por,

$$E_j(f) = \frac{2\pi f U_j}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{f_{c_j}}\right)^4}} \quad (3.25)$$

donde U es el nivel de desplazamiento espectral a bajas frecuencias y f_c es la frecuencia de esquina de la fuente. La ecuación (3.25) es la aproximación de Boatwright para el espectro de las ondas de cizalla en campo lejano. El efecto del medio de la ecuación (3.8) se modela como

$$P_{ij}(f) = \frac{1}{r_{ij}} e^{-\pi f (t^* + T_{ij} Q)}, \quad (3.26)$$

donde r_{ij} es el factor de expansión geométrica, T_{ij} es el tiempo de llegada de las ondas de cizalla, Q es un factor de calidad regional, que se toma independiente de la frecuencia, y t^* es un término de atenuación asociado a la cercanía o lejanía del receptor. Con esta parametrización el problema se reduce a resolver el conjunto de observaciones con $2J$ parámetros de las fuentes (una U y una f_c por fuente), dos parámetros de atenuación globales (Q y t^*), e I términos de respuesta local que dependen de la frecuencia $[S_i(f)]$. Si el espectro observado está dado por N frecuencias discretas, f_n , entonces han de resolverse $2J + 2 + IN$ incógnitas.

Sustituyendo las ecuaciones (3.25) y (3.26) en (3.9) encontramos que la dependencia de la respuesta es no lineal. Esta no linealidad se elimina utilizando los dos primeros términos del desarrollo de Taylor de la función. Comenzando con unos valores iniciales dados, es preciso minimizar la diferencia entre la frecuencia de esquina teórica y la observada y a partir de ahí resolver el sistema a través de un método de ajuste por mínimos cuadrados. Este proceso se realiza de forma iterativa hasta alcanzar un valor del residuo menor que el establecido como umbral del método.

Se puede obtener información adicional para facilitar el cálculo a partir de la conocida relación entre el factor de calidad (Q o t^*) y la frecuencia de esquina. Así, un espectro observado puede aproximarse tanto para bajos valores de f_c y t^* como para valores

altos. Esto significa que los valores reales de f_c y la atenuación no pueden obtenerse unívocamente y lo que se obtendrá son pares de valores que cumplen adecuadamente la relación entre ellos (Figura 3.6). Para considerar que la frecuencia de esquina no es un valor fijo sino que se encuentra dentro de un intervalo de valores, la relación estará mejor definida si se realiza la inversión sobre todos los datos de forma simultánea. También existen variaciones entre las atenuaciones anelástica y geométrica (Frankel et al., 1990). Sin embargo, como ya demostró Kato et al., (1995) esto tiene poca influencia en el cálculo de la respuesta local (como se verá en detalle en el apartado siguiente).

Ya que el número de parámetros del modelo es grande ($2J + 2 + IN$), el proceso de inversión ha de separarse en dos partes. Comienza por considerarse la solución homogénea, igualando a cero los términos de respuesta local ($\ln(S_i(f_n)) = 0$ para todo i y todo j). Siguiendo, mediante dos pasos, la resolución de la convergencia por mínimos cuadrados.

1. Tras corregir los datos de cada sitio por la estimación de respuesta local para dicho sitio ($\ln O'_k = \ln O_k - \ln S_i$), se resuelve la ecuación (3.27) de forma iterativa para los $2J+2$ parámetros de la fuente y el medio,

$$\ln E_j(f_n) + \ln P_k(f_n) = \ln O'_k(f_n) \quad (3.27)$$

donde k , al igual que en (3.16), representa las k -ésimas observaciones; e i y j son funciones implícitas de k .

2. Se obtiene una nueva estimación de respuesta local, independientemente para cada frecuencia, a partir del promedio del residuo entre observaciones y los efectos calculados previamente de la fuente y el medio en cada emplazamiento.

$$\ln(S_i(f_n)) = \sum_{k=1}^K [\ln O_k(f_n) - (\ln E_j(f_n) + \ln P_k(f_n))] \quad (3.28)$$

donde aquí k y K son funciones implícitas de i (representan las k -ésimas observaciones y el número total de eventos registrados en el sitio i).

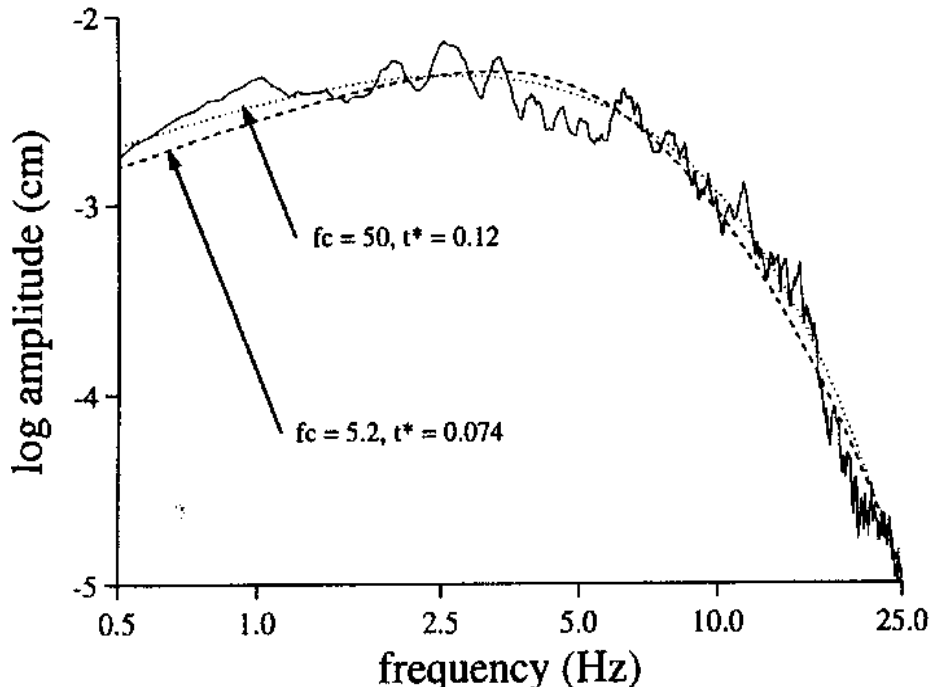


Figura 3-6. Ajuste de la relación entre la amplitud del movimiento y la frecuencia. Las líneas discontinua y punteada son las obtenidas teóricamente con las fórmulas (3.25) y (3.26). (Field y Jacob, 1995)

Field y Jacob modificaron el método de Boatwright, ya que mientras que éste utilizaba el esquema de Andrews ellos aplicaron la condición de eliminar los registros con razón señal/ruido menor que 3, aplicando un peso unidad a los restantes. Surge aquí el concepto de cómo se acotan los límites entre registro y ruido. Este punto es importante ya que permite separar los métodos de análisis y clasificarlos dentro de las variantes habitualmente utilizadas. Posteriormente se verán criterios diferentes al considerado por Field y Jacob.

Con este tipo de análisis, y dejando a un lado el desconocido factor de escala ya mencionado, la inversión parametrizada produce buenas estimaciones de la respuesta local, en promedio, utilizando las ecuaciones (3.25) y (3.26).

Sin embargo, el método muestra importantes restricciones si existen fuertes resonancias locales (como ocurría en el caso de algunos de los emplazamientos estudiados por Field y Jacob). En este caso, las frecuencias de resonancia podrían estar fuertemente afectadas por la estimación hecha de la frecuencia de esquina, que modificaría la estimación de la frecuencia local. Los autores reconocen, en este caso, la existencia de un potencial peligro (como limitación) y proponen confrontar los resultados con los de otros métodos de contrastada utilidad y aplicación.

3.3.1.2.2 ESTIMACIÓN DEL EFECTO LOCAL A PARTIR DE ONDAS DE CODA

Este método propuesto inicialmente por Aki en 1969 está basado en el uso de ondas de Coda. Nuevamente deben definirse términos que representen la contribución de la fuente y el medio. En su versión inicial se realizaba un proceso de inversión muy similar a los ya referidos en los métodos GI. Posteriores desarrollos mostraron la utilidad del método utilizando registros de un solo equipo sin necesidad de emplazamientos de referencia (Kato et al., 1995). El método, si bien funciona adecuadamente en zonas bien instrumentadas, como suele ocurrir en el despliegue de redes temporales para el registro de réplicas tras un gran sismo, no es fácil de aplicar en zonas urbanas donde el nivel de ruido suele ser alto.

Como evolución natural de los métodos ya tratados se revisa en detalle el origen y análisis de las ondas de Coda ya que, como se verá a continuación, son el camino natural que lleva al estudio de los microtemores como técnica para el análisis del efecto local.

En 1969 Aki propuso una teoría sobre el origen de las ondas de coda y la utilidad de éstas para tener conocimientos de las propiedades locales del terreno frente al movimiento sísmico. Propuso una primera idea sobre el origen de estas ondas como ondas retrodispersadas en las diferentes heterogeneidades de la corteza y el manto superior. Posteriormente se han formulado nuevas teorías sobre la naturaleza del origen de estas ondas, no siendo objeto referirlas en detalle aquí (pueden seguirse en detalle p.e. en Aki y Richards, 1980; Herráiz y Espinosa, 1987 y González, 2001).

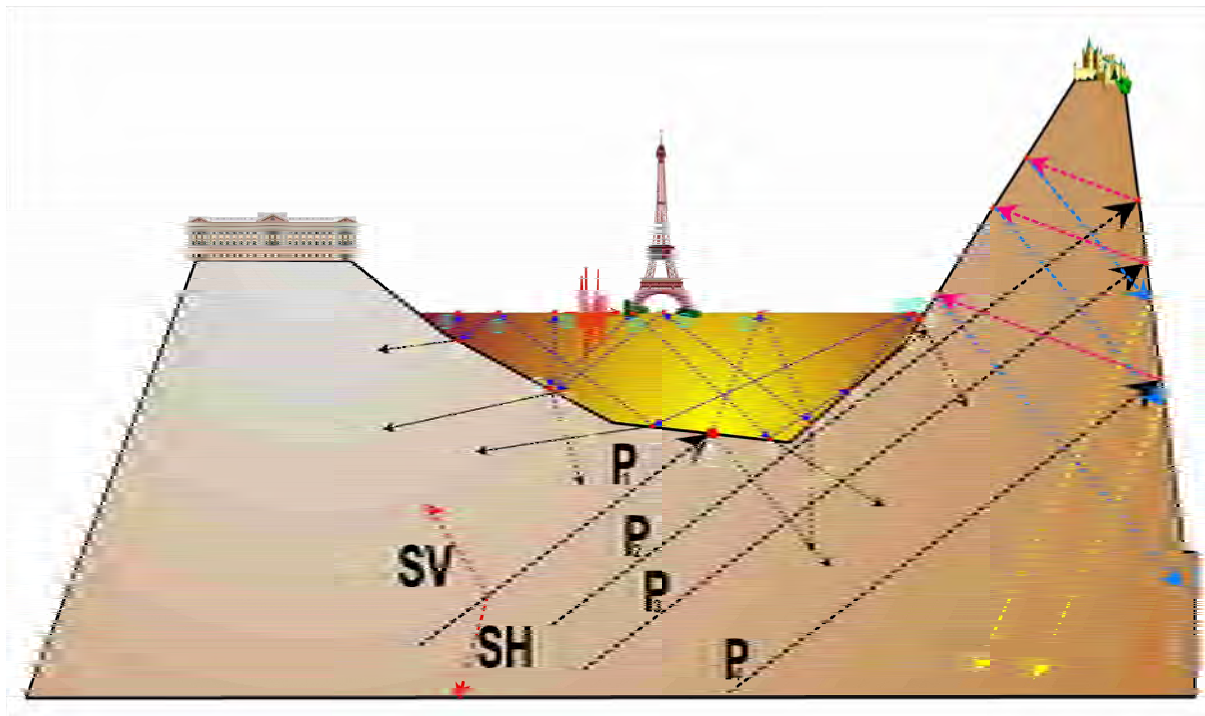


Figura 3-7. Detalle de la cuenca sedimentaria de la figura 3.3, representando el comportamiento de las ondas incidentes en distintos puntos de la interfaz suelo-basamento rocoso y los fenómenos de conversión y focalización de ondas producidos en las diferentes reflexiones y transmisiones en los límites de la cuenca. Los números blancos indican las incidencias de los rayos en la interfaz basamento-capa sedimentaria; los amarillos son los rayos reflejados hacía el basamento (energía que no entra en la resonancia local) y los números azules los puntos de incidencia en la superficie. Todos los números representados corresponden al rayo incidente P1, cuyo punto de incidencia en la interfaz viene indicado por el punto 0.

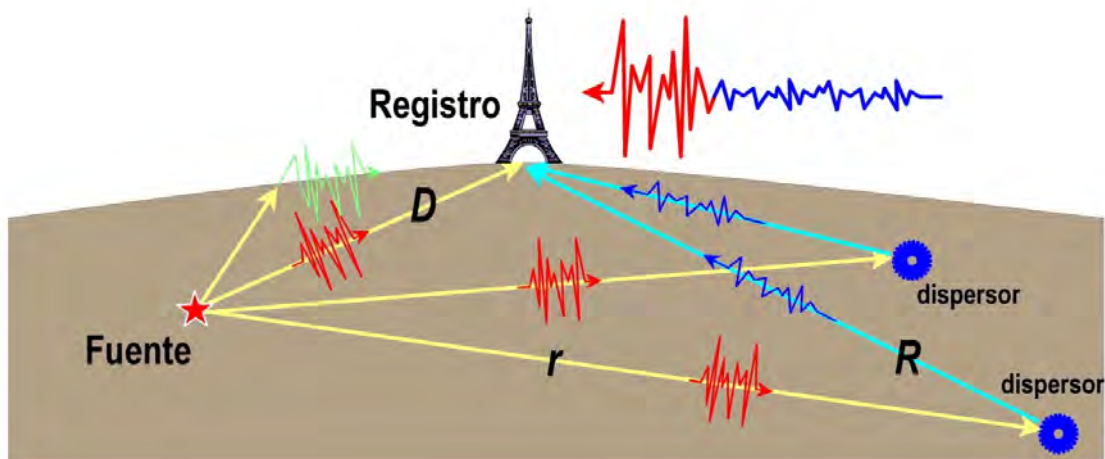


Figura 3-8. Esquema de la generación de ondas Coda y su registro en el sismograma tras las ondas internas y superficiales.

La posibilidad fundamental de poder separar los efectos de la fuente, el medio y el emplazamiento encontrado por Aki para las ondas de coda, hace que el método de coda sea útil y eficaz para estudiar la respuesta en condiciones geológicas diversas (Phillips y Aki, 1986). Esta aplicación de las ondas Coda muestra estimaciones estables de la respuesta local al corresponder a un proceso natural de promediado de ondas de coda dispersadas aleatoriamente. Las hipótesis de partida del modelo, que permiten la mencionada separación fuente-medio-emplazamiento, considerando la generación de

las ondas a partir del proceso de retrodispersión de ondas internas se resumen en (González, 2001) (Figura 3.8):

1. Los dispersores están distribuidos bidimensionalmente en la superficie de la Tierra, aleatoria y homogéneamente.
2. Las ondas generadas en el foco y las producidas en la retrodispersión son ondas del mismo tipo y su velocidad de grupo no depende de la frecuencia.
3. Siendo r la distancia epicentro-dispersor, R la distancia dispersor-estación y D la distancia epicentral, se acepta que $r \approx R \gg D$. Esta condición puede aceptarse como cierta al considerar la parte final del sismograma, ya que esta parte de la señal corresponde a dispersores muy lejanos.

Como evolución del desarrollo de este método, Kato et al. (1995) realizaron una detallada comparación entre los factores de respuesta local de las ondas Coda y de las ondas S utilizando las réplicas de dos terremotos del área de California ocurridos en 1992. Esta comparación incluía el cálculo de las razones espectrales de las ondas de Coda, tanto utilizando emplazamientos de referencia (para poder comparar los resultados de este estudio con estudios previos del mismo área) como sin éstos.

Como punto de partida del análisis retoman la formulación clásica del espectro de Fourier de un registro de ondas para una red similar a las planteadas anteriormente en (3.1) y (3.8) como.

$$A_{ij}(f, t) = S_i(f) \cdot G_j(f) \cdot C(f, t), \quad (3.29)$$

donde $A_{ij}(f, t)$ indica la amplitud de Fourier de las ondas de coda en la estación j -ésima para el i -ésimo evento y para un intervalo temporal t mayor que el doble del tiempo de llegada de las ondas S, $S_i(f)$ es el término de la fuente del i -ésimo evento, $G_j(f)$ es el término local de la j -ésima estación y $C(f, t)$ es el término del medio (p.e. la curva de decaimiento de la coda), independiente de los de la fuente y el emplazamiento. Para calcular la amplificación local relativa entre 2 estaciones, j y k , (en la que k es la estación de referencia), la razón espectral de $A_{ij}(f, t)$ entre $A_{ik}(f, t)$ se calcula para el mismo tiempo t del mismo evento i ,

$$\frac{A_{ij}(f, t)}{A_{ik}(f, t)} = \frac{S_i(f) \cdot G_j(f) \cdot C(f, t)}{S_i(f) \cdot G_k(f) \cdot C(f, t)} = \frac{G_j(f)}{G_k(f)}. \quad (3.30)$$

La asunción que está implícita en la ecuación (3.30) es que el decaimiento de las ondas de coda en el medio es la misma para todos los pares de elementos fuente-estación. Antes de utilizar la ecuación (3.30) debe verificarse que esta condición es aplicable a los datos del estudio. Para ello es preciso que los registros de coda en todas las estaciones sigan a una misma ley de atenuación o decaimiento. Considerando que las ondas de Coda son ondas internas simples retrodispersadas, Kato et al. (1995) definen la función de decaimiento (el término correspondiente al medio) como

$$C(f, t) = t^{-1} \exp\left(\frac{-\pi f t}{Q_c}\right) = \frac{1}{t e^{\frac{\pi f t}{Q_c}}}. \quad (3.31)$$

donde Q_c es el factor de calidad de las ondas de coda. En este punto no se considera la naturaleza de las ondas de Coda, únicamente que su decaimiento es el mismo para todas las estaciones. Así puede eliminarse el término del medio en (3.30) y aislar el término local.

Es interesante mencionar el método de obtención de Q_c^{-1} : se utilizaron los registros para los que se disponía al menos de 7 ventanas consecutivas para la coda (figura 3.9). Calculándose el Q_c^{-1} para cada registro mediante el ajuste de la dependencia temporal

de la amplitud espectral en la ecuación (3.31) y promediando después para cada estación y cada componente.

Los factores de amplificación local relativos se calcularon haciendo la razón espectral de las amplitudes de la coda para cada ventana de los intervalos de tiempo registrados en 2 estaciones en el mismo intervalo y para el mismo evento. Estos factores se obtuvieron independientemente para cada componente, encontrándose una gran semejanza entre las dos componentes horizontales (en el trabajo de Kato definidas como radial y transversal) e indicando que la respuesta local horizontal de las ondas de coda era independiente del movimiento de la partícula. Este resultado era esperable, ya que al provenir de la retrodispersión de las ondas internas en el medio, llegando a los emplazamientos desde todas las direcciones, éstas representaban un promedio de la respuesta local en todo el espacio.

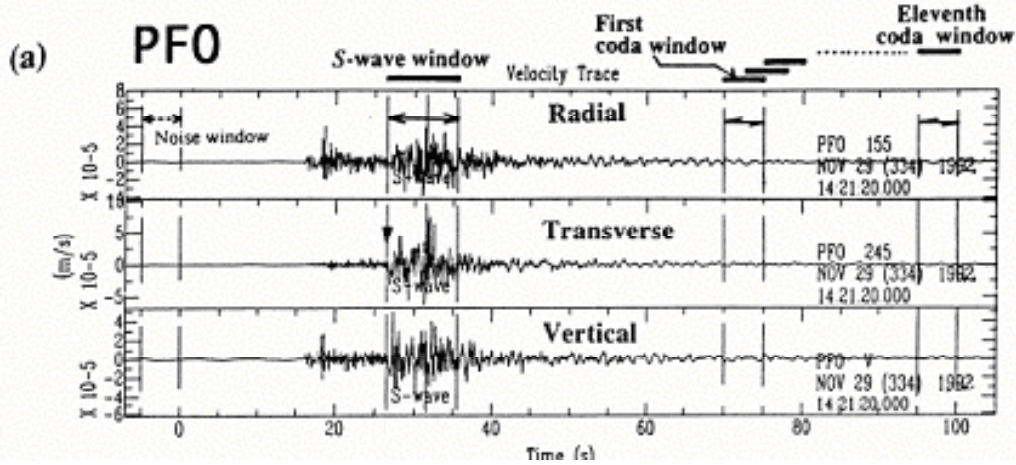


Figura 3-9. Análisis del decaimiento de las ondas de Coda mediante elección de multiventanas (Kato, Aki y Takemura, 1995). En este registro puede verse la identificación de las diferentes ventanas correspondientes a los diferentes tipos de ondas (ruido, ondas P, ondas S, ondas superficiales y finalmente ondas Coda).

El siguiente paso del análisis consistía en comprobar si las respuestas locales calculadas con las ondas de Coda (no susceptibles de producir daños importantes en las edificaciones) se ajustaban bien a las calculadas con ondas internas (principalmente ondas S).

Para ello Kato et al. (1995) utilizaron el ya mencionado método de Andrews (1986) utilizando la formulación clásica del mismo por su linealidad (Field y Jacob, 1995). Para ello partieron de una formulación del espectro de Fourier de las ondas S directas similar a la planteada para las ondas Coda (3.29),

$$O_{ij}(f) = S_i(f)G_j(f) \frac{1}{R_{ij}^\gamma} e^{-\frac{\pi R_{ij} f}{Q_s(f)v_s}} \quad (3.32)$$

donde $O_{ij}(f)$ es la amplitud del espectro de Fourier del i-ésimo evento registrado en la j-ésima estación, $S_i(f)$ y $G_j(f)$ son los términos de la fuente y el medio respectivamente, R_{ij} es la distancia hipocentral entre los i-eventos y las j-estaciones, γ es el factor de dispersión geométrica y $Q_s(f)$ y v_s son el factor de calidad y la velocidad promedio de las ondas S a lo largo del camino de propagación. En este modelo se asumió una velocidad de ondas de cizalla, v_s , de 3.5 km/s. Aplicando idéntico método al utilizado en (3.9), la ecuación se linealiza tomando logaritmos neperianos en (3.32). Con lo que la ecuación se escribe, para cada frecuencia, como

$$o_{ij} = s_i + g_j - \alpha_{ij} Q_s^{-1} \quad (3.33)$$

donde $o_{ij} = \log(R_{ij}^y O_{ij})$, $s_i = \log S_i$, $g_j = \log G_j$ y $\alpha_{ij} = \frac{\pi R_{ij} f \log e}{v_s}$.

La ecuación (3.33) puede escribirse matricialmente como

$$G\vec{m} = \vec{d} \quad (3.34)$$

donde \vec{m} es un vector en el espacio del modelo, \vec{d} es el vector en el espacio de los datos y G es una matriz que relaciona ambos. La figura 3.10 muestra la ecuación matricial (3.34), idéntica a la introducida en (3.17) por tratarse del mismo método de inversión. De nuevo, como en Field y Jacob (1995), la respuesta en el emplazamiento definido como de referencia se fija a 1 para todas las frecuencias, eliminando así el grado de libertad no-ligado y pudiéndose comparar directamente la respuesta de las ondas S y Coda; esta restricción se expresa como

$$C\vec{m} = \vec{h} \quad (3.35)$$

donde \vec{h} es un vector que contiene elementos con las restricciones de los valores y C es una matriz que relaciona \vec{m} con \vec{h} . La inversión en este estudio consistió en resolver la ecuación $G\vec{m} = \vec{d}$, encontrando el valor de \vec{m} que minimizaba el error de la predicción $|\vec{d} - G\vec{m}|^2$, considerando la restricción $C\vec{m} = \vec{h}$.

Los resultados indicaron que la respuesta local de las ondas Coda se ajustaba a la de las ondas S en un intervalo de confianza de 1.5 (figura 3.11). Tal ajuste era esperado, ya que las ondas coda pueden considerarse dominadas por ondas S.

Estudios realizados por Aki (1992) sobre la conversión de energía dispersada para una región heterogénea, utilizando el teorema de reciprocidad de la función de Green, mostraban que la conversión de energía entre ondas P y S era $(\alpha/\beta)^4$ veces más eficiente que la de la S a P, siendo α y β las velocidades de las ondas P y S, respectivamente. Estudios posteriores mostraron que un campo de ondas P dispersado es rápidamente convertido a un campo de ondas S dispersadas y que las ondas coda generadas por ambas dispersiones estaban realmente dominadas por ondas S dispersadas. Estos resultados teóricos sugieren que la respuesta local producida por las ondas coda puede representar el promedio de la respuesta local de las ondas S llegando desde todas direcciones. Recíprocamente, el factor local para ondas S directas puede promediarse sobre un cierto rango de ángulos de incidencia con el fin de ajustar el comportamiento a la respuesta de ondas de Coda.

La extensión del método descrito hacia un nuevo método que no precisase de la utilización de emplazamiento de referencia se obtiene a partir del buen ajuste existente entre los factores de amplificación de las ondas Coda y S y de las características que los diferencian. La respuesta de las ondas S aporta información principalmente del medio en el recorrido directo entre la fuente y el emplazamiento (figura 3.8), mostrando mayores variaciones entre las diferentes componentes del movimiento. Sin embargo, los factores de amplificación de las ondas Coda son más estables y homogéneos en todas las componentes, como corresponde a una respuesta promedio en un amplio rango de ángulos de incidencia correspondientes a la cobertura de todos los dispersores del terreno. Así, estos resultados indican que si se dispone de una formulación adecuada del comportamiento de la Coda (función de atenuación) y a la vista de que el método GI obtiene resultados satisfactorios, puede plantearse una inversión parametrizada para las ondas Coda como la aplicada a las ondas S, eliminando de este modo la necesidad de la estación de referencia (Bard, 1995).

Es importante comentar aquí el criterio de validez de los datos de los intervalos de coda utilizados para el cálculo de la ley de atenuación del medio. Así como en el análisis de Field y Jacob (1995), éstos despreciaban los registros cuya razón señal/ruido era menor de 3, Kato et al. (1995) consideraron que para los datos de Coda, esta relación se establece en 2. Se obtiene así una estimación de a partir de qué valores de la variable registrada puede considerarse que el registro ya no aporta información de movimiento sísmico y sí de ruido sísmico. En ese momento, a partir de dicho límite, se puede hablar de que estas vibraciones son los microtremores.

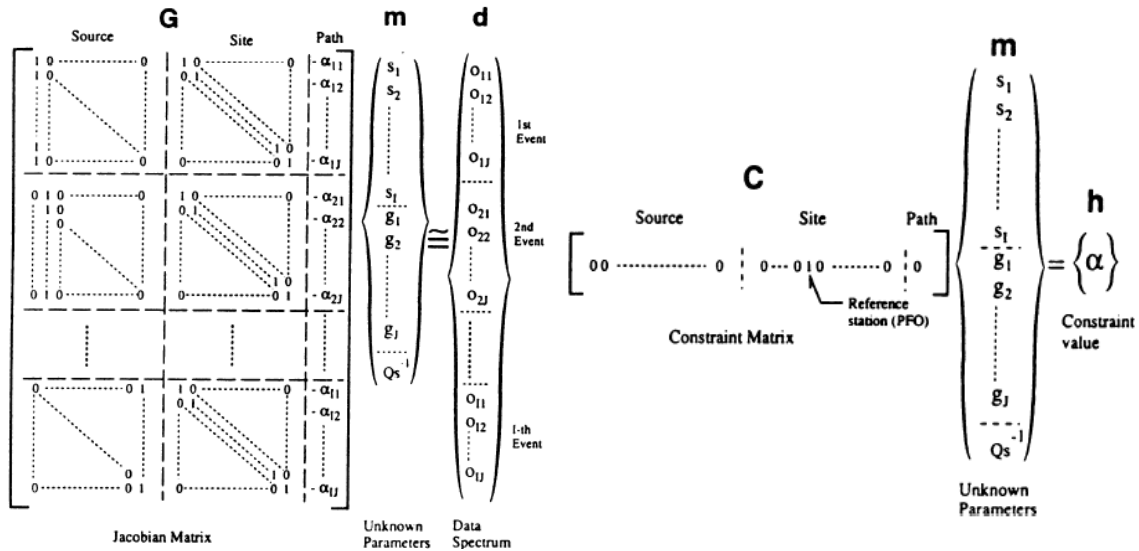


Figura 3-10. Detalle de las matrices de la inversión y la distribución de los elementos (Kato et al., 1995), correspondientes a las ecuaciones (3.34) y (3.35).

Kato et al. (1995) concluyeron su trabajo exponiendo las principales ventajas del método de coda frente a otros por la disponibilidad de abundantes registros de pequeños terremotos locales. Así, sin disponer de un conocimiento "a priori" del perfil de velocidades, ni del mecanismo de la fuente, ni de la topografía, puede estimarse la respuesta local. Por otro lado, consideraron como cuestiones pendientes la necesidad de profundizar en el conocimiento de la relación entre los factores de amplificación horizontal y vertical de las ondas de Coda, con el fin de verificar la validez del método en su utilización sin emplazamiento de referencia. Este punto conduce directamente hacia el estudio de las razones espectrales horizontales/verticales, siguiente apartado de este trabajo.

3.3.1.2.3 RAZONES ESPECTRALES H/V (HVSr)

El siguiente método, cuyo origen teórico proviene de un método sismológico denominado "función de recepción" o "función del receptor" (Langston, 1979; Langston y Hammer, 2001), fue inicialmente propuesto por Nakamura (1989) para el estudio de microtremores. El estudio de los microtremores y del denominado "Método de Nakamura", "Método H/V" o "Método HVSr" se desarrolla en detalle en el apartado 3.3.

Tras el trabajo inicial de Nakamura, que permitía estimar la respuesta local a partir de registros de ruido sísmico en la superficie con un único equipo de medida, se produjeron gran cantidad de trabajos que intentaron verificar dicha nueva utilidad. Este método era fácil y barato de aplicar y permitía amplios estudios de zonación sísmica con costes asequibles y sin la necesidad de disponer de registros de movimientos sísmicos en el área de estudio. Esto ampliaba enormemente las zonas en las que se podían hacer evaluaciones de respuesta sísmica local, lo que llevó a la gran proliferación de este tipo de estudios.

Como método de trabajo, los primeros investigadores compararon los factores de amplificación local obtenidos con otros métodos (razones espectrales clásicas, inversión generalizada, ondas Coda, etc...) con los de las razones espectrales H/V de las ondas

de cizalla y de microtremores. Lermo y Chávez-García (1993) fueron los primeros en aplicarlo a la parte de ondas S de un sismo, encontrando para tres emplazamientos en México un ajuste muy alentador entre este método y los habitualmente usados.

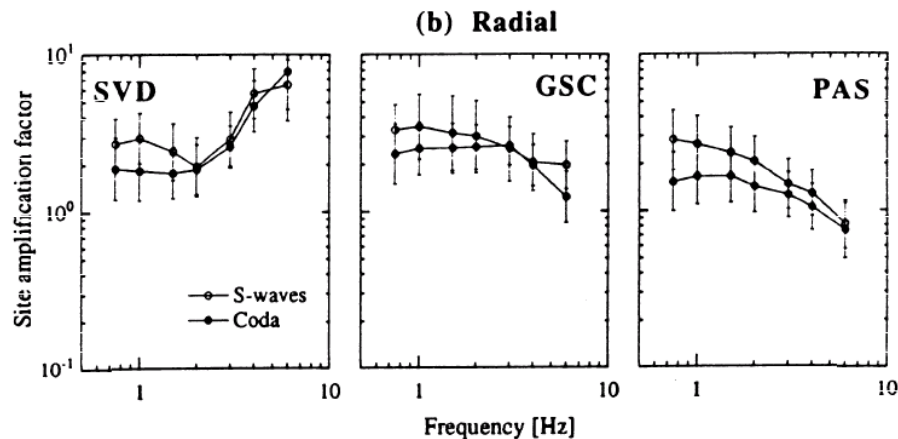


Figura 3-11. Comparación de los factores de amplificación de ondas Coda y S para la componente radial en tres emplazamientos de los estudiados por Kato et al., 1995.

Lermo y Chávez-García (1993) partieron de los inconvenientes implícitos a los métodos de estimación de la respuesta local existentes, para plantear la utilización de esta nueva técnica. Uno era la dificultad ya mencionada de disponer de un emplazamiento de referencia adecuado. Otro inconveniente provenía de los procesos de trabajo en campo, donde normalmente se utilizaban equipos autónomos, principalmente sismógrafos digitales, que utilizaban un nivel de disparo para registrar los eventos en la memoria fija de los equipos, normalmente basado en los niveles STA/LTA. La realidad mostraba que en gran número de ocasiones los eventos registrados en los emplazamientos situados en suelos no lo eran en el emplazamiento de referencia. Esto producía la necesidad de disponer de largos periodos de observación para registrar varios eventos en la mayoría de estaciones. Esta dificultad fue también encontrada, mencionada y evaluada por Field y Jacob (1995).

Una alternativa a estos inconvenientes fue probar el nuevo método y compararlo con los resultados existentes. Este método partía de la hipótesis de que la componente vertical del movimiento del suelo contiene información sobre la fuente del movimiento del suelo que no se encuentra en las componentes horizontales. A partir de una sugerencia de Singh realizada en 1992, Lermo y Chávez-García (1993) utilizaron la técnica de Nakamura en el análisis de la parte de las ondas S de registros de terremotos. Así, presentaron los primeros resultados empíricos que apuntaban a la aplicabilidad del método de Nakamura a registros sísmicos. Evaluaron los efectos locales en tres ciudades mexicanas: Oaxaca, Acapulco y Ciudad de México. Sus contextos geológicos y tectónicos eran muy diferentes, e igualmente estaban afectadas de distancias epicentrales muy dispares con respecto a las diferentes zonas sismogénicas que les afectaban. Al mismo tiempo, compararon los resultados de la técnica con los obtenidos con las razones espectrales clásicas (SSR). En los tres casos los resultados fueron muy esperanzadores y sugirieron que si el efecto local se debía a una geología relativamente simple (estratificación horizontal), idéntica hipótesis a la establecida para aplicar la técnica clásica de razones espectrales, era posible estimar el periodo dominante y el factor de amplificación utilizando una única estación de registro. Como beneficio adicional, comprobaron que el método era capaz de caracterizar topografías locales significativas así como depósitos sedimentarios de suelos blandos.

Sus principales conclusiones con respecto a la utilidad del método pueden resumirse en:

1. Las razones espectrales evalúan una respuesta promedio de un modelo de capa simple para ondas planas incidiendo con diferentes ángulos.

2. Si el registro corresponde a una estación en suelo blando, los efectos locales son más importantes que cualquier efecto asociado a la fuente, incluso si se consideran los efectos de campo cercano.

En estos primeros tiempos de utilización del HVSR, los resultados eran muy diferentes en función del tipo de estudio realizado. Comenzaron a realizarse estudios teóricos que intentaban representar analíticamente los resultados experimentales obtenidos con el HVSR. Lachet y Bard (1994) obtuvieron que el nivel de amplificación absoluto del HVSR dependía del tipo de onda incidente (SH, SV) y que la determinación del nivel de amplificación absoluto (para todo tipo de ondas) con esta técnica no era fiable.

Field y Jacob (1995) dieron un paso más, y en su trabajo incluyeron no solo la comparación de los métodos SSR y HVSR aplicándolos a la parte de las ondas S de los sismogramas, sino que también aplicaron el HVSR a la parte de las ondas P y a la parte de ruido sísmico previo a la llegada del sismo. De este modo, cubrieron una parte mayor del sismograma en su análisis.

Los resultados de Field y Jacob diferían de forma importante de los de Lermo y Chávez-García en lo referente a la aplicación de la razón H/V a la ventana de las ondas S. Así, propusieron una explicación teórica de la aplicabilidad del método a partir de consideraciones hechas sobre el método de la "función de transferencia", también llamada "función del receptor".

Langston (1979) aplicó este método para determinar la estructura de la velocidad de las ondas P en la corteza y el manto superior utilizando registros de ondas de telesismos. Supuso que la componente vertical no estaba influida, de forma apreciable, por la estructura local, mientras que la horizontal contenía fases convertidas de ondas P y S debidas a las discontinuidades de la estructura bajo el emplazamiento. Por ello, mediante la deconvolución de la componente vertical con la radial se obtenía una función de respuesta impulsiva, o función de recepción, bajo el emplazamiento. Desde este trabajo se han realizado varios estudios de funciones de recepción para estudiar la corteza y el manto superior de la Tierra. Así, si el método funcionaba bien a esa escala, podría esperarse que lo hiciera igualmente a una escala menor, pudiéndose utilizar para determinar las características de las capas sedimentarias.

Se parte, por tanto, de que la componente vertical de las ondas de cizalla estaría compuesta, inicialmente, de fases convertidas de las ondas S y P (Ondas superficiales Rayleigh y Love), como ya fue determinado a partir de estudios de borehole (Abercrombie, 1997; Kinoshita, 1999; Tsuboi et al., 2001), debiendo estar poco influenciada por los sedimentos, al menos, en las bajas frecuencias que es donde aparecen los mayores picos de resonancia de las ondas de cizalla. Si esto es así, podría obtenerse una estimación de la respuesta local deconvolucionando (dividiendo en el dominio de la frecuencia) la componente horizontal entre la vertical.

Los resultados de Field y Jacob mostraban más de un pico de resonancia, lo que indicaba la existencia de modos superiores de vibración en la razón espectral, junto con valores absolutos de estos picos menores que los calculados con el método GIT (del orden del 60%). El resultado para el emplazamiento de referencia fue muy satisfactorio, obteniéndose, como era esperable, una respuesta plana en todo el rango de frecuencias de valor cercano a la unidad.

Como novedad aplicaron la técnica a la ventana de las ondas P y encontraron un mal ajuste con los resultados obtenidos para las ondas S. Por ello concluyeron que la técnica era válida para representar la dependencia de la frecuencia de la respuesta local de los emplazamientos del área de estudio cuando se aplicaba a las ondas S, no a las P.

La otra novedad introducida por Field y Jacob en su trabajo fue aplicar la técnica HVSR a la ventana de ruido previo a la llegada de las ondas principales. Los trabajos previos habían establecido tanto el éxito como el fracaso del método (Bard, 1995); sin embargo, hasta este momento no se había planteado una comparación directa entre varios de ellos, con detallados cálculos de las incertidumbres asociadas a cada uno. La principal

controversia existente en la aplicación del HVSR al ruido sísmico estaba en considerar frente a qué razón espectral había de compararse la del ruido, o lo que era lo mismo, qué contenido de ondas se asumía que existía en dicho ruido. Algunos autores habían encontrado que representaba bien la razón del modo fundamental de las ondas S, mientras que otros habían hallado lo mismo comparándola con la de las ondas Rayleigh. Los resultados de Field y Jacob mostraron, reforzando las evidencias experimentales que avalaban la utilización del método, que los valores obtenidos con el HVSR se ajustaban bien al contenido frecuencial de la respuesta de ruido sísmico obtenida con los otros métodos para las ondas S, ajustando igualmente la respuesta plana dada para el emplazamiento de referencia que había mostrado el HVSR de las ondas S. La principal conclusión de este estudio fue que la dependencia frecuencial de la respuesta estaba bien definida, pero los valores de amplificación obtenidos con el HVSR no lo estaban, dando valores inferiores y permitiendo, eso sí, disponer de un nivel de amplificación inicial, utilizable para calcular el nivel inferior del riesgo de los emplazamientos. También plantearon, como ya hicieran Lermo y Chávez-García (1993) y el propio Bard, la necesidad de profundizar en las bases teóricas del método.

Tras el trabajo de Field y Jacob se sucedieron gran número de estudios que comparaban las respuestas obtenidas con ondas S, Rayleigh, Love, ruido sísmico..., junto con otros que incluían medidas hechas en superficie y en sondeos y pozos de uno o varios tipos de ondas. Como la mayoría de esos estudios incluyen registros de microtemores, se comentarán en un apartado específico (apartado 3.4) referente a los estudios que han comparado el HVSR de microtemores con otros métodos de evaluación de respuesta local, después del análisis detallado de las bases del método de Nakamura.

3.3.2. Métodos teóricos y numéricos

La literatura sobre modelización numérica de los efectos locales es probablemente tan extensa como la correspondiente a registros instrumentales. Por ello está más allá del alcance de este estudio presentar una revisión exhaustiva. Así, esta sección pretende únicamente proporcionar una idea general de las principales líneas de investigación.

Siguiendo la estructura planteada por Bard (1995), estos métodos pueden agruparse en cuatro grupos principales

1. Métodos analíticos: pueden usarse únicamente con un número limitado de geometrías simples.
2. Métodos de rayos: están basados en técnicas de alta frecuencia y no son fáciles de aplicar cuando las longitudes de onda son comparables con las dimensiones de las heterogeneidades.
3. Teorías basadas en condiciones de contorno: técnicas de integrales de contorno o las basadas en la expansión de las funciones de onda, que son más eficientes cuando el modelo está compuesto por un número limitado de unidades geológicas homogéneas.
4. Teorías basadas en dominios: (tales como los métodos de elementos finitos o diferencias finitas) que permiten considerar estructuras y reologías muy complejas aunque requieren herramientas muy potentes desde el punto de vista computacional.

Como se observa, estos métodos consideran dos tipos de variables principales: las asociadas a los materiales que componen los modelos o estructuras y las formas y geometrías de elementos que las integran.

Desde el punto de vista de la evaluación de la respuesta local de un emplazamiento concreto, máxime cuando se plantea el estudio experimentalmente, los datos registrados estarán afectados por efectos de diferentes tipos. Aunque en la práctica no es posible separar y diferenciar completamente el componente material del estructural, habitualmente se identifican dos efectos principales que se estudian desde ópticas diferentes: el efecto de la geología (comportamiento de las capas de suelos superficiales

como agregados materiales) y el de la topografía (estructuras rígidas de materiales sólidos). La figura 3.7 muestra los distintos escenarios donde se producen los efectos indicados, en zonas de roca con formas afiladas (a la derecha) o en cuencas sedimentarias compuestas por capas de materiales blandos (centro).

Es interesante, cuando se tienen datos experimentales, disponer de modelos teóricos que permitan acotar inicialmente si los resultados obtenidos en los análisis representan el comportamiento de algún modelo conocido. Es necesario, por tanto, y a pesar de que el estudio se plantee desde el punto de vista experimental, contar con modelos de referencia que permitan verificar los resultados obtenidos.

En los apartados siguientes se hace un repaso de los principales avances realizados en los estudios de los efectos de la geología y la topografía local, junto con algunos otros que recogen efectos de otros tipos (por ejemplo debidos a la fuente sísmica). Los estudios referentes al estudio del origen y composición de los microtemores y de la física subyacente a su utilización con el HVSR en el cálculo de la respuesta local, pese a pertenecer a los métodos que consideran la geología superficial, se recogen en el apartado 3.3, mientras que el resto de métodos se incluyen en sus apartados correspondientes.

3.3.2.1. Estudios de efectos geológicos

Los estudios de los efectos geológicos comprenden principalmente el análisis de la influencia de las propiedades físicas de los materiales que componen el suelo y de la distribución de los mismos en capas más o menos horizontales de espesores definidos, junto con la adición de heterogeneidades para mejorar la representación de la complejidad real de los suelos. Las características específicas de los modelos siguientes pueden seguirse en detalle en Bard (1995).

Los primeros modelos datan de los años setenta (Seed e Idriss, 1971), modelos simples cuyo uso actualmente es habitual en la práctica de la ingeniería para el cálculo del comportamiento del suelo (aproximación lineal unidimensional o lineal-equivalente). En los últimos años se han propuesto nuevos métodos, basados en los anteriores, que facilitan el cálculo de la respuesta local a partir del perfil unidimensional de alguno de los parámetros del modelo (velocidad de ondas de cizalla, módulo de rigidez, etc.). Algunos de ellos son módulos integrables en aplicaciones de uso generalizado tal como el programa EERA (Bardet et al., 2000), rutina programada en Java que se integra como un complemento en la aplicación Excel de Microsoft. Este programa realiza los mismos cálculos que el conocido programa Shake (Idriss y Sun, 1992).

Aumentar la complejidad de los modelos implica aumentar también las dimensiones y variables del problema y por tanto su resolución. Sin embargo, la necesidad de representar situaciones reales llevó a desarrollar modelos que incluían difracción en heterogeneidades en una matriz de material homogéneo. Durante los años ochenta este tipo de problemas se estudió desde modelos en 2 dimensiones, mientras que conforme aumentaba la capacidad de cálculo se desarrollaron modelos en 3 dimensiones.

Estos modelos en 3D se desarrollaron para investigar principalmente la generación de ondas superficiales y su propagación en cuencas cerradas. Los métodos usados se basan tanto en la técnica de Aki-Larner (Aki y Richards, 1980) como en métodos basados en integrales de contorno y en el de diferencias finitas. Pese al aumento de la capacidad de los ordenadores, todas estas técnicas aún están limitadas para el rango de las bajas frecuencias.

También se han producido avances interesantes relacionados con las ondas de campo cercano: mientras que la mayoría de los modelos 2D consideraban la incidencia de ondas planas, en la práctica es necesario ensamblar modelos más realistas de fuente en los modelos 2D de respuesta local.

Otras técnicas mixtas proponen modelos 3D, combinando métodos de integrales de contorno y elementos finitos, encontrándose que la eficacia numérica de tales técnicas llega a ser mucho mayor que la de las técnicas de “método simple”, de modo que se

consigue una estructura de las inhomogeneidades más compleja y por ello más cercana a la realidad.

Otro aspecto importante es la mejora en los modelos de suelo a partir de leyes de no-linealidad, análisis que desde el punto de vista numérico se basa en los métodos de elementos finitos. Estos métodos pueden aplicarse tanto en el dominio del tiempo como de la frecuencia, si bien, como en todos aquellos métodos basados en elementos finitos, es necesario ser cuidadoso al analizar los resultados que proporcionan los cálculos.

3.3.2.2. Estudios de efectos topográficos

Los efectos locales pueden producir grandes amplificaciones del movimiento del suelo durante los terremotos. En los últimos años un gran número de trabajos han estudiado con detalle los efectos de depósitos de suelos blandos en una gran cantidad y variedad de cálculos (1D, 2D y 3D), comparando satisfactoriamente datos experimentales con modelos. Sin embargo, los efectos locales debidos a la topografía no han sido todavía estudiados de forma intensiva. El trabajo de Geli et al. (1988) resumía los resultados obtenidos tanto de observaciones como de cálculos teóricos, generando nuevos resultados para complejos modelos 2D excitados por la incidencia de ondas SH. Estos autores compararon las observaciones con resultados de modelos teóricos y vieron que:

- a) Estaba bien establecido, tanto teórica como experimentalmente, que el movimiento del suelo sufre amplificación en las cimas de las montañas.
- b) La frecuencia a la que se produce dicha amplificación está bien predicha por modelos numéricos y corresponde a longitudes de onda del mismo orden que las anchuras (dimensiones) de las montañas.
- c) Existe un desajuste cuantitativo (en el factor de amplificación) entre los resultados teóricos y los observados.

Es decir, las amplificaciones observadas son a menudo mucho mayores que las calculadas teóricamente.

Bard, nuevamente, indicó la relación entre la amplificación y la “agudeza” de la topografía (lo escarpado de la inclinación promedio). Por otro lado el mismo autor apuntaba que aún existían problemas pendientes de resolver desde el punto de vista cuantitativo. Citando los trabajos realizados por Pedersen, que obtuvo un buen ajuste entre los valores de amplificación observados y calculados en las crestas de las cordilleras y por Nechstein, que observó amplificaciones muy grandes junto con variaciones muy rápidas de la amplitud del movimiento del suelo a lo largo de las pendientes, efecto que no se habían predicho adecuadamente con modelos numéricos, Bard indicaba que las grandes amplificaciones observadas experimentalmente no podían deberse únicamente a la combinación de amplificación en la cima y atenuaciones en la base, había de haber otros efectos no considerados hasta ese momento.

Por otro lado Chávez-García et al. (1996) establecieron que había un ajuste cualitativo entre la amplificación teórica y la observada del movimiento en las cimas de las montañas y una consecuente atenuación en el fondo de los valles. La amplificación en las cimas normalmente era mayor en la componente horizontal (que en primera aproximación puede atribuirse al movimiento de la onda S) que en la vertical (asociada al movimiento de la onda P). Además, en geometrías 2D el movimiento horizontal en la dirección del eje perpendicular de la topografía era mayor que en el propio eje principal de la geometría.

En su estudio realizaron una comparación entre los efectos locales topográficos observados y calculados a partir de modelos teóricos, utilizando datos de un experimento de campo realizado en Epire, en el norte de Grecia. Como no disponían de un emplazamiento de referencia adecuado para evaluar la amplificación local, utilizaron la técnica HVSR para evaluar las modificaciones del movimiento del suelo debido a la topografía local.

Calcularon las respuestas teóricas de la incidencia de ondas SV utilizando el HVSR junto con el método IBEM (Método Indirecto de Elementos de Contorno) para el cálculo de las funciones de transferencia teóricas en 2D, con perfiles homogéneos, para la incidencia de ondas P, SV y Rayleigh.

El modelo topográfico utilizado se correspondía con el perfil geométrico del perfil transversal instrumentado en el experimento de campo. Hicieron el cálculo para 9 ángulos de incidencia diferentes, promediándolos a continuación. Los valores del HVSR así obtenido dieron una buena estimación de la función de transferencia horizontal, tanto en la forma (dependencia frecuencial) como en la amplitud (factor de amplificación).

Aplicaron idéntico método a la incidencia de ondas P, SV y Rayleigh, con resultados similares. Sus resultados indicaron que, en promedio, el movimiento vertical debido a la topografía era cercano a la unidad, independientemente del tipo de onda incidente.

El ajuste entre los resultados teóricos de la aplicación HVSR a las funciones de transferencia de distintos tipos de ondas justificaba la utilidad de este método para calcular la función de transferencia empírica debida a la topografía.

La comparación entre las funciones predichas y las calculadas a partir de registros sísmicos y medidas de ruido ambiente no dio resultados tan buenos. Observaron diferencias importantes entre las componentes N-S y E-W (correspondientes a la respuesta SH y SV de la topografía) de los sismos y si bien los resultados correspondientes a registros de ruido permitieron obtener una primera aproximación del movimiento del suelo debido a los terremotos, estos resultados requerían de demostraciones más detalladas, utilizando registros de ruido de mayor duración que permitieran avanzar en su análisis.

El ajuste de las ondas SV se mostró mejor que el de las SH. Así, establecieron que el método HVSR no era adecuado para estimar la respuesta topográfica de las ondas SH. En el caso de las ondas SV, las diferencias existentes entre el modelo y los datos reales podían deberse al hecho de que un modelo homogéneo 2D podía ser demasiado simple para representar la montaña estudiada, debido a la existencia de efectos 3D y/o a estructuras geológicas irregulares en el interior de la misma. Un segundo origen de diferencias podía ser que los resultados empíricos no podían compararse de forma directa con el promedio de las funciones de transferencia para ángulos de incidencia diferentes.

Sus principales conclusiones fueron:

- 1) El máximo de la amplificación en la cima de la montaña obtenida con HVSR, era moderado. Los niveles de amplificación teóricos y experimentales eran muy parecidos y, en general, estaban por debajo de un factor 5. También apuntaron a que el desajuste cuantitativo entre teoría y observación que recogieron Geli et al. (1988) podía deberse a la existencia de efectos locales en la estación de referencia utilizada y no a la complejidad de la estructura subyacente y/o topografías circundantes, como propusieron estos autores.
- 2) Los resultados confirmaron la utilidad del HVSR para determinar los efectos locales debido a la topografía. Así, el HVSR mostró tener un gran potencial para evaluar los efectos locales en una amplia variedad de condiciones geológicas conocidas previamente, sin presentar los inconvenientes del método SSR.
- 3) Obtuvieron una buena estimación de la función de transferencia horizontal de la topografía utilizando el HVSR de microtemores, aunque este punto debía ser estudiado más detalladamente.

Un trabajo posterior en la misma línea de investigación fue el realizado por Ashford et al. (1997), analizando la respuesta teórica de una pendiente empinada. El estudio desarrollado por los autores es importante a la vista de las estructuras que han de

considerarse en esta Tesis (principalmente debido a la similitud con los terraplenes y plataformas ferroviarias) y por ello se expondrá con detalle a continuación.

Aunque los resultados previos ya han sido comentados, Ashford et al. (1997) indicaron la necesidad de conocer el origen del desacuerdo entre las amplificaciones teóricas calculadas y las observadas experimentalmente, las cuales llegaban a ser hasta de 30 veces. Establecieron que la existencia de montañas en la cercanía de la topografía a evaluar tenía mayor influencia que la propia estratificación de la estructura estudiada (Geli et al., 1988). Los trabajos previos se habían centrado en el estudio de cordilleras y montañas mientras que Ashford planteó un modelo de pendiente empinada, como superficie de transición entre dos superficies planas de extensión importante (según el modelo, podrían llegar a ser espacios semiinfinitos). La idea planteada en este modelo es la capacidad del terreno existente tras la pendiente para amplificar el movimiento del suelo.

Para el cálculo utilizaron el método GCTB (Generalized Consistent Transmitting Boundary), desarrollado para el análisis de la respuesta sísmica local en 2D. Una de las claves del avance en este método es la formulación de la solución de la ecuación del movimiento a lo largo de una superficie de forma arbitraria en un sistema estratificado, especialmente a lo largo de curvas planas. El calificativo “generalizado” se refiere a la capacidad de estos elementos de componer superficies con formas arbitrarias. El modelo, en el dominio de la frecuencia, es un modelo viscoelástico-lineal y utiliza el método de respuesta compleja para su resolución.

De forma simple, el GCTB está formulado utilizando la solución analítica exacta en la dirección horizontal y una función de forma discretizada del desplazamiento, de 1º o 2º orden, sobre superficies de contorno de formas arbitrarias. Las superficies de estos elementos transmiten la energía en la dirección horizontal y representan las condiciones perfectas de superficies “infinitas”. Únicamente existen nodos en las superficies de separación de los elementos (no dentro de ellos) y sólo se resuelve la ecuación del movimiento en ellos. Una vez obtenidos estos movimientos, los producidos en el interior de las regiones (elementos) se pueden obtener a través de un proceso de expansión nodal.

La figura 3.12 representa un modelo de pendiente utilizando el método GCTB. La zona de la pendiente está dividida en 2 regiones semiinfinitas a la izquierda y derecha del escarpe principal. Cada región está formada por un conjunto de capas, perfectamente horizontales, en las que las propiedades del material varían de una a otra y que, como modelo completo, se apoya en un semiespacio viscoelástico.

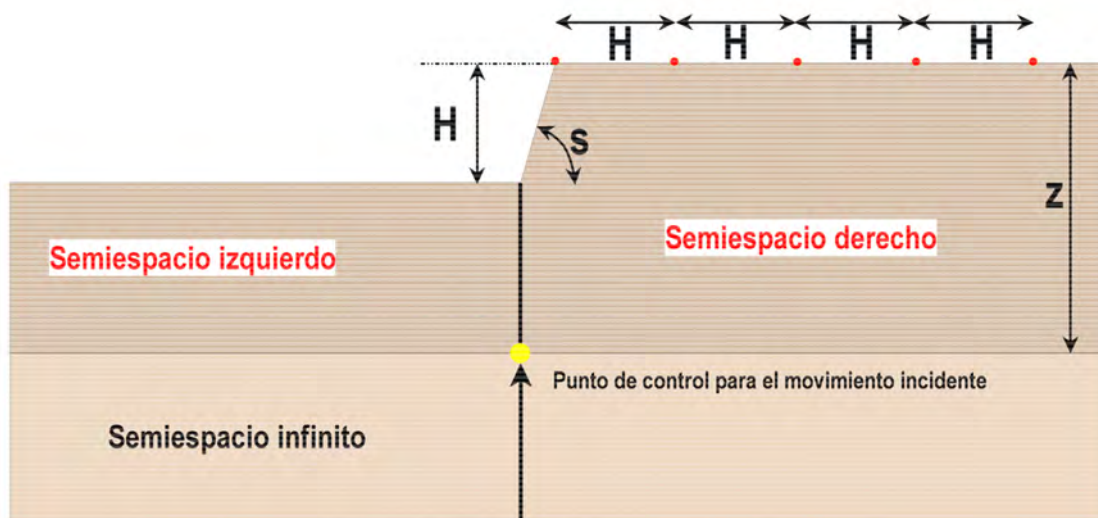


Figura 3-12. Representación de una pendiente empinada con un modelo GCTB (adaptado de Ashford et al., 1997).

Uno de los puntos más importantes de cara a los resultados de la modelización era la adecuada elección de las propiedades de los materiales utilizados. En este caso el modelo se definió a partir de la densidad (ρ), las velocidades de ondas P y S (v_p y v_s) y los respectivos valores (como fracción) del amortiguamiento crítico aplicable a cada tipo de ondas. Se asume que las propiedades son uniformes en cada capa. El módulo de cizalla se obtiene a partir de la conocida relación $G = v_s^2 \rho$ y el módulo de compresión con similar expresión ($M_c = v_p^2 \rho$). El amortiguamiento del material se cuantifica utilizando un módulo complejo. Los módulos complejos de cizalla y compresión adoptados en el estudio eran

$$G' = G \left(1 - 2\beta_s^2 + i2\beta_s \sqrt{1 - \beta_s^2} \right) \quad (3.36)$$

$$M_c' = M_c \left(1 - 2\beta_p^2 + i2\beta_p \sqrt{1 - \beta_p^2} \right) \quad (3.37)$$

donde β_s y β_p son las fracciones de amortiguamiento crítico para las ondas S y P, respectivamente. Se consideraron diferentes valores para β_s y β_p , asumiendo que ambos seguían un comportamiento lineal viscoelástico. El modelo admitía también efectos no-lineales del suelo, requiriendo, en ese caso, propiedades del suelo diferentes a las adoptadas.

Para modelizar las mejores condiciones reales utilizaron un semiespacio viscoelástico como base del modelo generalizado de las superficies de transmisión. Usaron dos técnicas para minimizar la energía reflejada hacia el interior de la malla, lo que permitía cuantificar el amortiguamiento de la radiación. Esto se consiguió añadiendo capas adicionales al modelo e incluyendo amortiguadores viscosos en la base del modelo. Habitualmente cuando se analiza la respuesta sísmica mediante elementos finitos se utiliza una de estas técnicas o bien ambas a la vez.

La primera técnica consistía en añadir algunas capas adicionales al modelo original del emplazamiento. El espesor total de las capas adicionales variaba con la frecuencia y se situó en 1.5 longitudes de onda del movimiento en el semiespacio para la frecuencia utilizada. La elección de este espesor se justificó con la observación de que los modos normales de las ondas Rayleigh decaían exponencialmente con la profundidad, siendo su amplitud muy pequeña a la profundidad de 1.5 longitudes de onda, pudiendo considerarse despreciable a una profundidad de 2.0 longitudes de onda. La elección del número de estas capas adicionales dependía del rango de frecuencias analizado, siendo en cualquier caso el espesor el mismo para todas ellas. La segunda técnica consistía en incorporar amortiguadores viscosos en la base del semiespacio simulado, así la base se convertía en una superficie viscosa en lugar de ser una superficie rígida. Ya que la representación del semiespacio mediante amortiguadores únicamente es exacta (real) para la incidencia vertical de ondas P y S, y debido a que las direcciones de los movimientos esparcidos son habitualmente desconocidos, esta técnica se considera como una aproximación en el sentido de que parte de la energía esparcida puede estar disponible (activa para generar movimiento) al rebotar hacia el interior del sistema. Pese a este inconveniente, el uso de ambas técnicas ha dado resultados muy satisfactorios en la mayoría de problemas prácticos a los que se ha aplicado.

El problema de una pendiente empinada en un material uniforme y viscoelástico puede simplificarse con un semiespacio empinado, homogéneo e isótropo. El análisis de este problema es muy útil para el desarrollo de un parámetro, desconocido, necesario para cuantificar el efecto de la topografía en la respuesta sísmica, partiendo de que las únicas variables utilizadas son la altura de la pendiente y la longitud de onda del movimiento incidente. Esto permite enfocar el análisis de la relación entre estos dos parámetros sin tener que considerar la frecuencia natural del emplazamiento. Una vez que se conoce esta relación, puede evaluarse la influencia de otras variables, tales como el ángulo de inclinación de la pendiente y el ángulo de incidencia de las ondas.

Los valores principales de los parámetros utilizados en el modelo (Figura 3.12) eran: velocidad de ondas S de 300 m/s, razón de Poisson de 0.3 y una altura de pendiente H de 30 metros. El punto de control para el movimiento incidente se situó a 90 metros por debajo de la base de la pendiente. El amortiguamiento crítico variaba entre el 1 y el 20 % y se encontró que este amortiguamiento tenía un efecto de amplificación muy pequeño en la cima de la pendiente.

Los resultados del análisis se presentaron como función de H/λ , relación entre altura de la pendiente y longitud de onda. Esta definición difiere de anteriores trabajos que estudiaron efectos en crestas y presas (p.e. Geli et al., 1988) en los que la correlación se establecía entre la longitud de onda y la anchura del elemento topográfico. Aunque de algún modo es similar, ya que obedece al mismo principio de analizar la “frecuencia dimensional” propuesta por Dakoulas (1993) para el estudio de ondas SH en presas de tierra.

La evaluación del efecto de la propagación vertical de ondas SH en la respuesta sísmica de un semiespacio vertical se realizó en el rango de frecuencias entre 0.5 y 10 Hz, que incluía el intervalo habitual de interés en Ingeniería Sísmica y lo extendía hasta las principales frecuencias que a menudo se observan en los grandes terremotos. Los resultados se presentaron como funciones de transferencia, normalizadas para el movimiento de campo libre en la cima de la pendiente (detrás de ésta, en la meseta posterior), como una función de la frecuencia dimensional normalizada del movimiento (en unidades de H/λ). La función de transferencia es la herramienta que permite convertir el movimiento incidente, a una frecuencia dada en el punto de control de la figura 3.12, en el movimiento resultante en el punto de registro a estudiar. Esta función es un número complejo que tiene en cuenta diferencias de fases entre ambos movimientos; sin embargo, sólo se necesita su módulo para conocer la amplificación del movimiento.

Este análisis simplificado implica un profundo sentido físico y representa un conjunto de características de los elementos topográficos y del movimiento incidente que determinan el comportamiento local de un emplazamiento. Los resultados obtenidos son independientes de la naturaleza concreta de los materiales, del contenido frecuencial del movimiento y únicamente considera la relación entre las dimensiones de la topografía y el movimiento. De igual modo, la otra importante relación que contempla el modelo y que también tiene un claro sentido físico es la función de transferencia que relaciona la magnitud del movimiento entre puntos concretos, con valores dados de amortiguamiento respecto al movimiento de campo libre en igualdad de condiciones.

Como se ve, el primer parámetro da indicación del tipo de onda/s (a través del tamaño de la/s misma/s) y de su naturaleza a partir de las limitaciones de la velocidad de ondas que pueden afectar a una topografía de tamaño dado. Mientras que el segundo da indicación de qué punto de un perfil topográfico concreto se muestra más vulnerable respecto al movimiento normalizado de la superficie horizontal y libre del terreno.

Los resultados mostraron que el incremento de amortiguamiento disminuye la respuesta tanto del campo libre como de la pendiente, tal y como era de esperar, para las frecuencias mayores. También indicaron que el efecto de la pendiente era más importante para bajos amortiguamientos. Sin embargo, este amortiguamiento tenía un pequeño efecto de amplificación del movimiento entre la pendiente y el campo libre.

El máximo de la amplificación del movimiento se situaba cerca del 30 % para $H/\lambda = 0.2$, con un segundo máximo del 15 % alrededor de $H/\lambda = 0.7$, anulándose para $H/\lambda = 0.45$. Estos picos tenían bastante correspondencia con las frecuencias naturales de la columna de suelo situada detrás de la cima, las cuales correspondían a $H/\lambda = 0.25$ y $H/\lambda = 0.75$ para el primer y segundo modo. Esto implica que la relación entre la altura de la pendiente y la velocidad de las ondas de cizalla del suelo tras la cima es muy importante para cuantificar el efecto de la topografía.

Al analizar la incidencia de ondas SV el proceso fue algo más complejo, ya que era preciso considerar tanto la componente horizontal como la vertical. Como el movimiento incidente era exclusivamente horizontal, la función de transferencia para la respuesta vertical estaba dada respecto al movimiento horizontal incidente y la amplificación vertical era relativa a la respuesta horizontal en campo libre.

Los resultados de la respuesta horizontal para incidencia de ondas SV fueron muy parecidos a los obtenidos para ondas SH. El primer pico de amplificación se situó igualmente en $H/\lambda = 0.2$ y el segundo en $H/\lambda = 1.0$. Su amplificación era del orden del 50 % mayor que la de las ondas SH, principalmente en el segundo pico. El resultado del patrón de atenuación y amplificación en función de la distancia a la pendiente también era similar al caso SH, aunque las magnitudes fueron mayores en el caso SV.

Los resultados de la respuesta vertical indican que ésta era más pronunciada en la cima de la pendiente y a partir de $H/\lambda = 0.2$ mayor que la correspondiente al campo libre (respuesta horizontal). Por último, la amplitud de la respuesta en la cima tendía a aumentar con el aumento de la frecuencia y parecía ser independiente del comportamiento de la respuesta horizontal para frecuencias por encima de $H/\lambda = 0.2$.

Ashford et al. (1997) analizaron también la influencia del ángulo de inclinación (S en la figura 3.12). Consideraron ángulos de entre 45 y 90° para ondas SH y entre 30 y 90° para SV. La amplificación del movimiento en campo libre de las ondas SH en la cima de la pendiente se muestra en la figura 3.13 (izquierda). El valor de la amplificación del primer pico disminuía del 25 al 15 % con la disminución del ángulo de la pendiente, mientras que la respuesta a altas frecuencias tendía a amplificaciones del 50 %, no apareciendo el máximo correspondiente al segundo modo. La respuesta horizontal producida por ondas SV se representa en la misma figura 3.13 (centro). En general, el valor de la amplificación disminuye con la disminución del ángulo de la pendiente, desde el 55 % hasta aproximadamente el 15 %, para $H/\lambda < 0.4$. Los resultados para las altas frecuencias, por encima de $H/\lambda = 0.4$, no muestra una tendencia clara. La respuesta vertical para ondas SV puede verse en la figura 3.13 (derecha). Al igual que la respuesta horizontal, ésta disminuye con la disminución del ángulo de la pendiente; sin embargo, en este caso no existe una relación entre la amplificación y la frecuencia natural de la capa situada tras la cima de la pendiente.

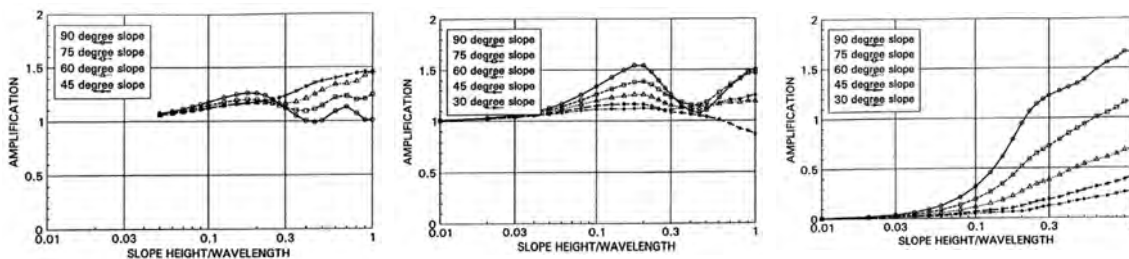


Figura 3-13. Resultados de las funciones de respuesta horizontal (ondas SH y SV) y vertical de la pendiente de la figura 3.11 (Ashford et al., 1997).

Los resultados obtenidos con el análisis paramétrico del modelo propuesto proporcionaron un conocimiento básico de la fenomenología de los procesos que tenían lugar. El paso siguiente era evaluar cuantitativamente la relación entre la frecuencia natural del emplazamiento y la amplificación topográfica.

En este análisis Ashford et al., plantearon un modelo similar al de la figura 3.12, aunque con una capa inclinada verticalmente. Las propiedades de la capa eran las mismas que las del semiespacio utilizado en el modelo anterior, mientras que al semiespacio situado bajo ésta se le aplicaron valores tales que la impedancia resultante fuese tres veces la de la capa. La frecuencia natural del modelo en la zona tras la cima de la pendiente había de variar al cambiar el espesor de la capa Z, desde H hasta 5H. Este espesor Z

se trató como una variable independiente, ya que el efecto topográfico estaba normalizado como una función de H/λ , dependiente de v_s . Modificando v_s en la capa podía separarse el efecto topográfico y el efecto de la resonancia debido a la frecuencia natural de la capa.

Los resultados se muestran en la figura 3.14. La tabla de la izquierda recoge las funciones de transferencia horizontal para el campo libre detrás de la cresta y para la cima de la pendiente. Las funciones de transferencia mostradas son aquellas relativas a las frecuencias naturales del campo libre detrás de la cima de la pendiente, definidas como

$$f_n = \frac{V_s}{4Z} \quad (3.38)$$

Siendo la frecuencia topográfica (geométrica)

$$f_t = \frac{V_s}{5Z}; \quad (3.39)$$

ya que el pico de amplificación de la topografía se situaba alrededor de $H/\lambda = 0.2$. El subíndice “n” indica la función de transferencia asociada a la frecuencia natural (geología superficial), “t” se refiere a la frecuencia topográfica, “c” a la cima de pendiente y “f” al campo libre tras la mencionada cima. Una revisión de las funciones para la respuesta de la cima muestra que T_{tc} (función de transferencia topográfica en la cima de la pendiente) nunca supera a T_{nc} (función de transferencia de la geología en idéntico emplazamiento). También se ve que T_{nf} se mantiene relativamente constante. Sin embargo, en la cima T_{nc} crece cuando f_n se acerca a f_t (cuando Z/H tiende a 1.0). Esta tendencia se ve claramente en la figura 3.14 (derecha), donde se representa la razón entre las funciones de transferencia $\frac{T_{nc}}{T_{nf}}$, frente a la razón de frecuencias $\frac{f_n}{f_t}$.

Para valores bajos de $\frac{f_n}{f_t}$, donde la altura de la pendiente es pequeña con respecto a la longitud de onda de la frecuencia natural, la función de transferencia en la cima es muy próxima a la del campo libre $T_{nc} \cong T_{nf}$. Sin embargo, cuando la frecuencia natural se sitúa cercana a la topográfica, el movimiento de campo libre se amplifica en un 50%. Esta amplificación es similar a la observada para la frecuencia topográfica en el modelo del semiespacio empinado. Puede pensarse, que los efectos derivados de la frecuencia natural y aquellos asociados a la topografía pueden manejarse de forma independiente. En la figura 3.14 también se presentan los resultados de estudios anteriores para un análisis por elementos finitos de una capa empinada compuesta por un medio homogéneo e isótropo apoyada sobre una base rígida excitada por movimientos transitorios. Estos resultados, para una razón de impedancias infinita entre la base y la capa, confirman la tendencia del estudio de Ashford et al. (1997) para altos niveles de la razón de impedancias. Parece razonable pensar que el efecto de la frecuencia natural fuese menos pronunciada para valores menores de la razón de impedancias, con el caso límite, dada su simplicidad, del modelo del semiespacio empinado, mostrado previamente.

Los resultados de este análisis indican dos hechos importantes. Primero, la frecuencia natural del emplazamiento tiene un efecto mayor en la amplificación del movimiento en la superficie que la topografía, considerando altos niveles de la razón de impedancias. Segundo, parece que la amplificación topográfica puede estar acoplada sobre la causada por la amplificación geológica.

A la vista de lo expuesto anteriormente pueden extraerse las conclusiones siguientes, que como se verá en apartados posteriores tienen especial importancia en el estudio de las amplificaciones topográficas esperables en algunas infraestructuras de las LAV:

- El efecto topográfico de una pendiente empinada, en relación a la respuesta sísmica de la misma, puede normalizarse como una función de la razón entre la altura de la pendiente y la longitud de onda del movimiento (H/λ).
- Tanto para ondas SH como SV, la magnitud de la respuesta en la cima de la pendiente se reduce de forma importante con el aumento del amortiguamiento, especialmente para altas frecuencias. Sin embargo, la amplificación del movimiento en la cima con respecto a la de campo libre detrás de la cima está poco influenciada por el amortiguamiento.
- Más importante aún es el hecho que para ondas SH y SV el máximo del efecto topográfico se produce en $H/\lambda = 0.2$. Esta amplificación se sitúa alrededor del 25 % para ondas SH y del 50 % para SV. Este primer máximo, para el mencionado valor de $H/\lambda = 0.2$, corresponde aproximadamente con el primer modo de vibración de la columna de suelo de espesor H ($H/\lambda = 0.25$), que es la frecuencia a la que Geli et al. (1988) observaron el pico de amplificación en sus estudios de respuesta de cordilleras. El segundo máximo se sitúa cerca de $H/\lambda = 0.7$ para ondas SH y de $H/\lambda = 1.0$ para ondas SV, lo que indica que la respuesta local vertical debida al efecto topográfico es independiente de las características geológicas de la pendiente.
- Considerando el efecto del ángulo de la pendiente en la respuesta, los efectos topográficos son mayores para pendientes con empinaciones mayores de 60° y tienden a disminuir con el ángulo de la pendiente. El máximo inicial de la respuesta horizontal se produce a la frecuencia topográfica y decrece con el aumento del ángulo de la pendiente. La respuesta vertical crece con la frecuencia normalizada, pero este incremento es independiente de la frecuencia topográfica.
- Para una capa empinada sobre un semiespacio, la frecuencia natural del emplazamiento detrás de la cima domina la respuesta. Si la frecuencia natural del sitio es muy próxima a la topográfica, p.e. $f_i = f_n$, entonces la respuesta se ve amplificada. Este caso no corresponde al de que el efecto topográfico sea mayor que la respuesta asociada a la frecuencia natural. Según estos resultados, parece que el efecto de la topografía puede manejarse separadamente de la amplificación debida a la frecuencia natural de la capa de sedimentos tras la cima de la pendiente. Esta idea de separar ambas amplificaciones, la topográfica y la debida a la geología local, es ventajosa para el desarrollo de un método simplificado para estimar los efectos asociados únicamente a la topografía.

Tras el trabajo de Asford et al. (1997), y con idea de aportar datos empíricos de la respuesta sísmica de taludes, Poppeliers y Pavlis (2002) publicaron un trabajo que recogía los registros y análisis de datos de una densa red de sismómetros desplegados en una pendiente, correspondiente a un muro de una presa de gravedad (Figura 3.15), para verificar los resultados de algunas modelizaciones numéricas realizadas hasta el momento, incluyendo la comentada de Ashford et al.

Estos autores manifestaron que, mientras que la modelización numérica de pendientes y crestas es una forma económica de calcular algunos de los límites del movimiento del suelo, éstas implican inevitablemente la asunción de simplificaciones con respecto a la propagación de ondas, la geología local, la reología de los materiales y la topografía. De hecho, consideraban que la modelización numérica de la dispersión debida a la topografía es a menudo más un ejercicio dentro de las prácticas de programación que una herramienta útil con la que profundizar en el conocimiento de dicho fenómeno. Como consecuencia, a menudo los modelos numéricos no se ven respaldados por las observaciones de campo. Concluyen, como crítica a los métodos numéricos, que son

un área de investigación que se caracteriza por generar gran cantidad de modelos teóricos, con resultados no reproducidos por la experiencia.

Table 1
Transfer Functions for Stepped Layer over Half-space

Z/H	f_n (Hz)	f_t (Hz)	Crest		Free Field	
			T_{nc}	T_c	T_{nf}	T_f
1.00	2.0	2.5	5.2	4.3	2.9	2.2
1.30	2.0	1.92	5.0	4.8	2.9	2.8
1.60	2.0	1.56	4.9	3.0	3.0	1.9
2.00	2.0	1.25	4.3	2.6	3.0	1.2
3.00	2.0	0.83	3.3	1.6	2.9	1.2
4.00	2.0	0.62	3.0	2.1	2.8	2.1
5.00	2.0	0.5	3.0	2.3	2.8	1.0

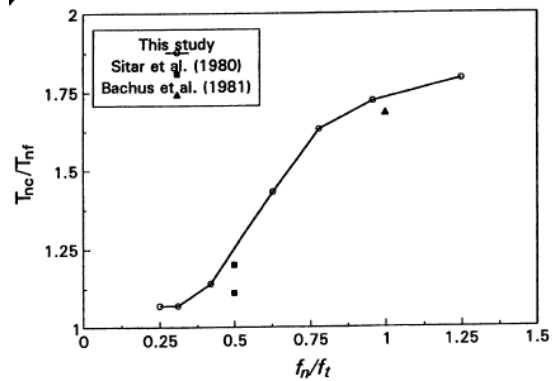


Figura 3-14. Resultados de las funciones de transferencia geológica y topográfica y su razón frente a la razón de frecuencias geológicas/topográficas del modelo de la figura 3.11 (Ashford et al., 1997).

Ciertamente algunos investigadores ya habían reconocido esta laguna de datos experimentales. Çelebi (1987) realizó un experimento de respuesta local cinco meses después del terremoto de Chile del 3 de marzo de 1985 ($M_s = 7.8$) para identificar y documentar la amplificación debida tanto a la topografía como a la geología. El grupo de Çelebi desplegó estaciones sísmicas en una serie de riscos para registrar las réplicas del mencionado terremoto. Se observó amplificación del movimiento del suelo en las cimas respecto al registrado en las estaciones de los valles. Sin embargo, este experimento utilizó un espaciado entre estaciones del orden de la distancia entre los picos (200 metros), lo que impidió la observación directa del escatering topográfico utilizando algún método de análisis de la coherencia del campo de ondas.

En una línea similar a la de Çelebi, Poppeliers y Pavlis se centraron en evaluar los datos registrados por una densa red sísmica que se instaló sobre una pendiente para registrar el movimiento del suelo producido por varias explosiones subacuáticas. Estos datos proporcionaron medidas directas del efecto local topográfico con un nivel de detalle no disponible hasta el momento. Desplegaron un total de 102 estaciones sísmicas en diversas configuraciones, en mallas de tan sólo 10 metros de espaciado (Figura 3.16).

Una de estas distribuciones cubría el borde la pendiente y los datos de estos registros mostraron detalles muy significativos del campo de ondas que incluían fuertes distorsiones del movimiento de la partícula y claros efectos de resonancia.

Trabajos anteriores de los mismos autores intentaron aproximar los resultados de los datos experimentales a partir de conocidos modelos teóricos, comprobando que la aproximación no era buena. Por ello se limitaron a recoger las observaciones de los efectos locales producidos por cambios debidos a la topografía, dejando para otros autores la elaboración de modelos analíticos que representaran de forma realista los datos aportados por sus experiencias.

El experimento se realizó en un talud artificial en el Lago Glendora, de dimensiones y composición conocidas, utilizándose dos métodos de análisis en el dominio del tiempo para los registros de las ondas originales. Estos métodos analizaban el movimiento de la partícula, aportando información inicial fundamental para poder aplicar los métodos de análisis en el dominio de la frecuencia. Las fuentes utilizadas para generar las vibraciones fueron explosiones subacuáticas detonadas con diferentes cargas a varias profundidades.

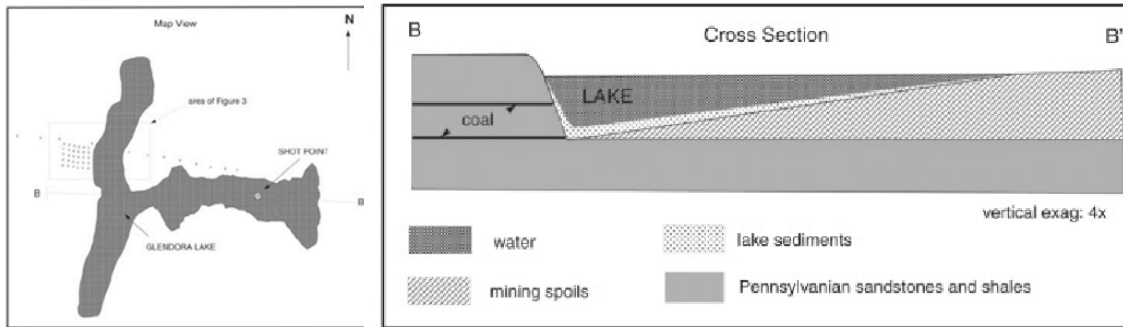


Figura 3-15. Plano del área del experimento, con representación de las redes de registro y sección transversal del perfil de la figura de la izquierda (Poppeliers y Pavlis, 2002).

La detallada cobertura de la zona de estudio (Figuras 3.15 y 3.16) permitió, como primer resultado, calcular las velocidades de propagación de ondas en las diferentes zonas que formaban el área de estudio. Esto permitió, posteriormente, interpretar las ondas generadas por las explosiones en función de los tiempos de viaje hasta las diferentes estaciones.

Las explosiones generaron dos ondas principales polarizadas en las direcciones vertical y horizontal. La primera era la onda P directa y la segunda una onda P que recorría parte del camino por el agua antes de transmitirse al talud.

De estas observaciones pudo observarse que la topografía modificaba el movimiento de la partícula en un patrón relacionado con la pendiente. El movimiento de la onda P era casi rectilíneo para todas las estaciones menos para las más cercanas a la pendiente. Las estaciones del talud mostraban una polarización elíptica, mientras que ésta no aparecía en las situadas fuera de la pendiente. La respuesta de la onda P secundaria era más compleja y no tenía una explicación simple, aunque el resultado era una amplificación del movimiento de la partícula en el borde de la pendiente. Ambas presentaban importantes efectos de reverberación con una frecuencia cercana a los 25 Hz. Como estas reverberaciones eran detectables en estaciones que distaban 10 metros entre sí, su velocidad de propagación debía ser próxima a 250 m/s. La única onda capaz de viajar a tal velocidad en los materiales del talud era una onda superficial producida por la dispersión debida a la topografía de las ondas P principales.

El análisis de las amplitudes se realizó con el sencillo método de comparar directamente las amplitudes de las diferentes componentes entre todas las estaciones. Esto fue posible debido a que todos los equipos eran iguales. Este análisis mostró que las amplitudes eran mayores en las estaciones de la pendiente y que el máximo se alcanzaba en la cima. Un dato revelador era que el mínimo se alcanzaba a sólo 20 metros de la cima de la pendiente, lo que de nuevo mostraba las fuertes variaciones de amplitud en distancias cortas relacionadas con la topografía, como ya se había revelado en estudios anteriores (Geli et al., 1988).

El análisis espectral de los datos, que permite obtener información más consistente de las características de las vibraciones registradas, tenía algunos condicionantes importantes. El principal la elección adecuada de la ventana de registro. Mayores ventanas, con mayor número de muestras, proporcionan menores intervalos en frecuencias y por tanto resoluciones mayores en el eje de frecuencias (Bracewell, 1986; Press et al., 1985, 1988). Mientras que el rango total de frecuencias, el límite superior del intervalo, está condicionado por la razón de muestreo del registro. La naturaleza explosiva de las fuentes generaba un elevado número de ondas simultáneamente que, pese a viajar a velocidades diferentes, producían llegadas muy próximas en el tiempo debido a las cortas distancias de recorrido. Para poder analizar estas fases por separado era preciso elegir ventanas muy cortas, lo que llevaba a estimaciones de baja resolución en el intervalo de frecuencias. Por otro lado el factor de amplificación de los espectros se calculó para cada estación frente a la media de toda la red, por lo que hay que considerar

que la línea de referencia es la amplificación promedio de la pendiente frente a la superficie de campo libre.

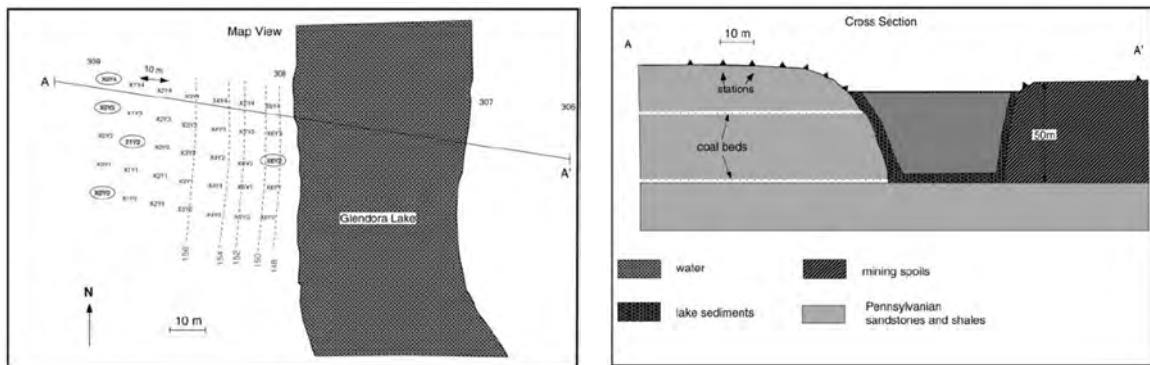


Figura 3-16. Detalle del área del experimento con la situación de las estaciones y sección transversal del perfil AA' representado a la izquierda (Poppeliers y Pavlis, 2002).

Poppeliers y Pavlis probaron con tres ventanas diferentes, utilizando la información más relevante de cada una de ellas. Los resultados indicaban que a la escala de la red que ellos habían instalado, la respuesta de la pendiente estaba dominada por movimientos horizontales. Así, el principal efecto de la topografía en esta geometría era la dispersión de las ondas P hacia modos de ondas superficiales, polarizadas principalmente en la dirección horizontal. Esta respuesta se mostraba con la presencia del modo fundamental de la pendiente a una frecuencia en torno a 9 Hz. Aparentemente, este movimiento era una onda superficial, en el sentido de que decaía rápidamente cuando se descendía por la pendiente. Con los espesores conocidos de los suelos el modo apreciado se interpretó como el modo fundamental o un modo superior de ondas superficiales guiadas, formadas en la interface suelo-basamento.

Los intentos hechos por los autores para comparar los resultados experimentales con algunos modelos teóricos existentes no dieron resultados muy satisfactorios, si bien aquel que mostró un mejor ajuste fue el de Ashford et al. (1997), con las limitaciones inherentes a los modelos 2D. Sus conclusiones indicaron la necesidad de desarrollar modelo 3D que representen de forma más realista las estructuras junto con un mayor trabajo de coordinación entre los grupos de desarrollos teóricos y los experimentalistas que permitan mejores ajustes en la validación de los algoritmos.

3.3.2.3. Otros efectos de influencia en la respuesta local

Si bien los principales factores que influyen en la respuesta local son los efectos geológicos y topográficos ya mencionados, se han investigados otros que también han mostrado su influencia en la respuesta final del movimiento del suelo y por tanto en los patrones de daños en algunos sismos recientes.

Triantafyllidis et al. (2002) plantearon la influencia de la fuente sísmica en los efectos locales cuando se consideraban estos efectos en 2 dimensiones. Esta influencia estaba asociada principalmente a la localización de la fuente, siendo los factores más importantes la distancia epicentral y el azimut de ésta. El significado de estos resultados indica que para una buena microzonación sísmica es necesario tener un profundo conocimiento de la sismicidad esperable en el área, considerando los diferentes mecanismos focales de las fuentes del área de influencia, sus distancias epicentrales, sus magnitudes y acimutes, todos ellos con un adecuado conocimiento de las fallas activas de las zonas sismogénicas de influencia.

El conocimiento de estos factores aporta información muy importante del tipo de ondas que llegarán a los diferentes emplazamientos. Los fenómenos de conversión de ondas que se producen en la interacción entre basamento y capas de suelo han mostrado gran importancia en los fenómenos de amplificación de ondas (como se ha indicado en apartados anteriores y se verá en detalle en otros posteriores (p.e. Parolai y Richwlski,

2004)). Tener adecuado conocimiento del contenido de las ondas incidentes permitirá conocer las características de las ondas resultantes, siendo éstas las que finalmente llegan a los emplazamientos (Figura 3.7).

Por último, otros autores han estudiado la influencia del tipo de ondas en la respuesta de las capas de suelo y han observado que los efectos calculados con las llegadas de ondas de cizalla, habitualmente utilizados para evaluar los factores de amplificación son menores, en algunos casos, que los esperables utilizando las ondas P (Beresnev et al., 2002 y Parolai y Richwalski, 2004).

3.4. MICROTREMORES

Las vibraciones del suelo producidas por los terremotos son uno de los tipos de vibraciones que pueden estudiarse, no siendo las únicas. Diversos trabajos han planteado, desde hace más de 50 años, que el estudio de otro tipo de vibraciones del suelo puede aportar información muy valiosa aplicable a la respuesta dinámica esperable frente a los movimientos sísmicos (Aki, 1953; Kanai y Tanaka, 1961; Nakamura, 1989; Bard, 1995; Moreno y Alfaro, 2000). Uno de estos tipos de vibraciones son los microtremores (Figura 3.17).

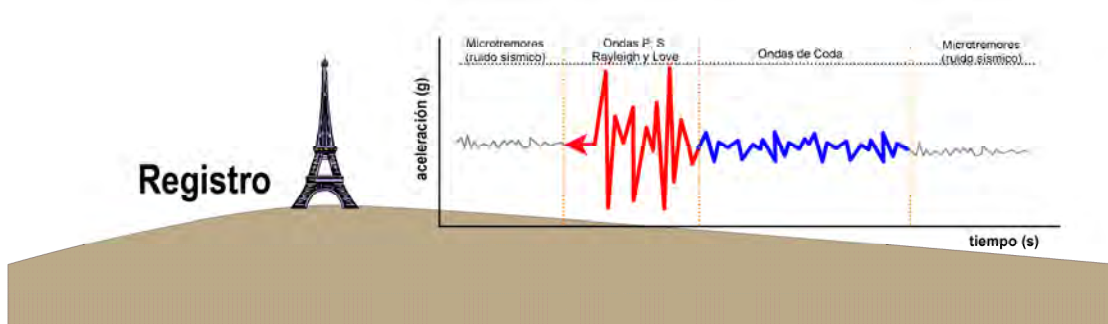


Figura 3-17. Esquema simplificado del contenido de un registro sísmico como generalización de la figura 3.7.

Los microtremores son vibraciones ambientales, de origen difuso, que existen de forma natural en el terreno y que en nuestro idioma no tiene una denominación única. En la literatura en inglés el término está generalmente aceptado como **microtremors**, mientras que en castellano, dependiendo del país, el término varía entre **microtemblores** y **microtremores**. En esta Tesis y por coherencia con los principales trabajos sobre el tema y al no existir una denominación unificada en idioma Español, se denominarán microtremores, como trascripción directa del término en inglés.

El origen y evolución del estudio de estas vibraciones puede seguirse de forma detallada en el trabajo de Moreno y Alfaro (2000).

Los microtremores son vibraciones generadas por la actividad humana, principalmente por el tráfico y la actividad industrial, de forma que una de sus características principales es su estabilidad (Nakamura, 1989). Se componen de vibraciones de corto periodo formadas principalmente por ondas S y Rayleigh (Aki, 1957). Su estudio comenzó en Japón en los años 50 y hasta el terremoto de México de 1985 su análisis se restringía casi únicamente a los investigadores de este país. Ya se ha comentado en este trabajo el cambio de perspectiva que dicho terremoto produjo en las líneas de investigación sobre el efecto local en la comunidad sismológica americana. Además, los terremotos de Northridge (1994) y Kobe (1995) hicieron que este cambio de enfoque se viera reforzado de forma importante.

Bard refirió en su exposición comparativa ciertas conclusiones respecto de los fundamentos de la utilización de los microtremores por parte de los científicos japoneses, algunas de las cuales simplificaban en exceso las premisas de los trabajos originales, no exponiendo de forma rigurosa las hipótesis de los mismos. En el análisis que se plantea en esta Tesis se seguirá su razonamiento, particularizando sus conclusiones con datos provenientes de los trabajos originales y los de otros autores.

Los estudios de microtremores se utilizan en cuatro aplicaciones principales.

a) Espectros de microtremores

Este método consiste en determinar la frecuencia del pico de amplificación a partir del promedio de los espectros absolutos. Se ha referido repetidamente (principalmente por científicos japoneses) que las características espectrales de los microtremores muestran una buena correlación con las condiciones geológicas de los emplazamientos. Por ejemplo, un periodo predominante bajo de los microtremores ($T < 0.2$ s) indica roca bastante rígida, mientras que periodos largos indican depósitos débiles y gruesos. El método de microtremores, usado de este modo, proporciona pruebas cualitativas de las características del suelo.

Kanai y Tanaka (1961) encontraron que si los espectros de los microtremores tienen un único máximo principal, entonces el periodo de resonancia del emplazamiento al movimiento sísmico se ajusta de forma muy adecuada a partir del análisis de microtremores (Moreno y Alfaro, 2000).

b) Razones espectrales

Este método es similar al presentado por Borchardt (1970) para ondas de cizalla y consiste en realizar las razones entre las componentes horizontales de los espectros de los microtremores registrados en los emplazamientos a analizar y el establecido como referencia. Estas razones espectrales son válidas únicamente en el rango de los altos periodos, donde el origen del ruido es el mismo en todos los emplazamientos, incluyendo los sitios de referencia.

c) Técnica de Nakamura (HVSR)

Nakamura (1989) introduce la razón espectral H/V, y basándose en argumentos cualitativos propone que esta razón es una estimación aceptable de la respuesta local a las ondas S. De este modo, dividiendo el espectro horizontal por el vertical “de referencia” se puede eliminar tanto el efecto de la fuente como el de las ondas Rayleigh.

Aunque el planteamiento teórico es cuestionable (como indicaron Lachet y Bard, 1994), numerosos estudios experimentales confirman que estas razones espectrales son mucho más estables que el espectro puro de ruido y que en sitios de suelos blandos, muestran claros picos que se correlacionan bien con la frecuencia fundamental de resonancia. Estas observaciones se apoyan en estudios teóricos mostrando que los espectros sintéticos obtenidos a partir de distribuciones aleatorias de fuentes sísmicas cercanas a la superficie conducen a razones espectrales que muestran un pico afilado alrededor de la frecuencia fundamental de las ondas S. Sin embargo, algunos de los resultados muestran que la amplitud de ese pico no está bien correlacionado con la amplificación de las ondas S de dichas frecuencias ya que, en particular, este parámetro es muy sensible a otros no considerados, tales como el coeficiente de Poisson de la capa más superficial. Lachet y Bard (1994), de hecho, proponen otra explicación para la buena definición de la frecuencia fundamental, relacionada principalmente con las curvas de polarización de las ondas Rayleigh, y de acuerdo con esto, habría una relación real entre los picos de las amplitudes de Nakamura y las amplificaciones

locales. A pesar de todo lo mencionado, Bard concluye que el HVSR es la técnica más barata y conveniente para estimar la frecuencia de resonancia de suelos débiles y realmente merece la pena profundizar en el conocimiento de los factores que influyen en la amplitud del pico de dicha frecuencia.

Estas consideraciones sobresimplifican el método de Nakamura y no tienen en cuenta los condicionantes indicados en el trabajo original sobre los límites de utilización de este método. Posteriores trabajos de Nakamura (1996, 1997) detallan aún más las bases teóricas del método, profundizando en el análisis de la naturaleza de la amplificación local. Hasta el trabajo presentado en el XII Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica en el año 2000 por el mismo autor, a excepción de contados artículos, los trabajos que han referenciado el método no han considerado todas las hipótesis que para éste se plantearon y únicamente refirieron la simplificación del método hecha por autores que aplicaron el método a principios de los 90 y que recoge Bard en su trabajo.

Uno de los objetivos de esta Tesis es analizar con detalle el planteamiento del Método de Nakamura hecho por el autor en sus diferentes trabajos (1989, 1996, 1997, 2000), indicando los límites en ellos recogidos y completando este análisis con los resultados obtenidos en los últimos años sobre las bases teóricas del mismo. Este punto justificará el motivo de la elección en este trabajo del método HVSR para definir un sistema de control sísmico para el ferrocarril de Alta Velocidad.

d) Registros de redes microsísmicas

Existe un uso más de registros de microtemores. Aki (1957) mostró que los registros de ruido en redes de pequeña apertura permitían, a través de análisis de correlación espacial, medir velocidades de fase de las ondas superficiales e invertir la estructura de dicha velocidad superficial, siendo posible a partir de ahí calcular la respuesta local. Estudios recientes muestran el interés práctico de esta técnica, a través de la inversión de los espectros H/V de microtemores, que puede competir favorablemente con otros métodos utilizados en Ingeniería Geotécnica para obtener el perfil de velocidades (Ibn-von Seht y Wohlenberg, 1999; Arai y Tokimatsu, 2000, 2004).

3.4.1. Método de Nakamura

Inicialmente presentado por Nakamura en el 7º Simposium Japonés de Ingeniería Sísmica (Nakamura y Ueno, 1986 – en japonés), no fue hasta la publicación en 1989 en el Quaterly Report of Railway Research Technical Institute del trabajo ***“A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtemor on the ground surface”***, cuando la comunidad sismológica internacional tuvo conocimiento del método de la razón espectral H/V de microtemores para la evaluación de las características dinámicas de las capas superficiales de suelo.

Es preciso indicar que este método proviene de los estudios de respuesta local realizados por el instituto de investigación técnica del ferrocarril japonés, como ya se ha indicado en los capítulos 1 y 2. En el artículo mencionado se describía un nuevo método, de aplicación al ferrocarril japonés, que empleaba observaciones de microtemores para obtener estimaciones de las características del movimiento del suelo. Como resultado, la razón de los espectros de las componentes horizontales y verticales de los microtemores aportaba información de la función de transferencia del movimiento horizontal de la capa superficial.

Una de las premisas iniciales era que si no se consideran grandes estructuras, es posible medir los microtremores en un intervalo de frecuencias de entre 0.5 y 20 Hz. Este rango de frecuencias incluía tremores inducidos artificialmente, siendo necesario para la investigación de las CCS que el efecto de una fuente concreta no fuese muy grande. Por ello, hasta ese momento, era necesario que las medidas se realizasen en intervalo de calma, generalmente durante la noche (se plantea como mejor hora sobre las 3:00 horas), cuando es mínima la actividad humana, pudiéndose eliminar el efecto de los tremores producidos por fuentes identificables. Este condicionante disminuía de forma importante la aplicabilidad del método.

Nakamura (1989) propone un nuevo método para estimar las CCS mediante la utilización únicamente de medidas de superficie. De acuerdo con este método la estimación estable de la frecuencia principal y del factor de amplificación se puede dar hasta en presencia de un cierto grado de ruido ambiente y no es preciso restringir las medidas a determinadas horas del día, tal y como era preciso hacer en el método habitual de microtremores.

Nakamura comenzó analizando la forma de los registros sísmicos en los puntos de observación, agrupándolos según magnitudes y localización focal (Figura 3.18). Observó que las ondas en el punto de observación eran muy parecidas si los terremotos considerados no eran muy diferentes, aunque existía una tendencia a que prevaleciese el ruido de alta frecuencia si el sismo era pequeño y de baja frecuencia si éste era grande. Esto significaba que el factor que más influía en la respuesta sísmica eran las características locales de los emplazamientos, aún por encima de los efectos asociados a la fuente y el medio. En otras palabras, podría decirse que el efecto de las capas superficiales era el más crítico de entre los tres factores que influyen en las características dinámicas.

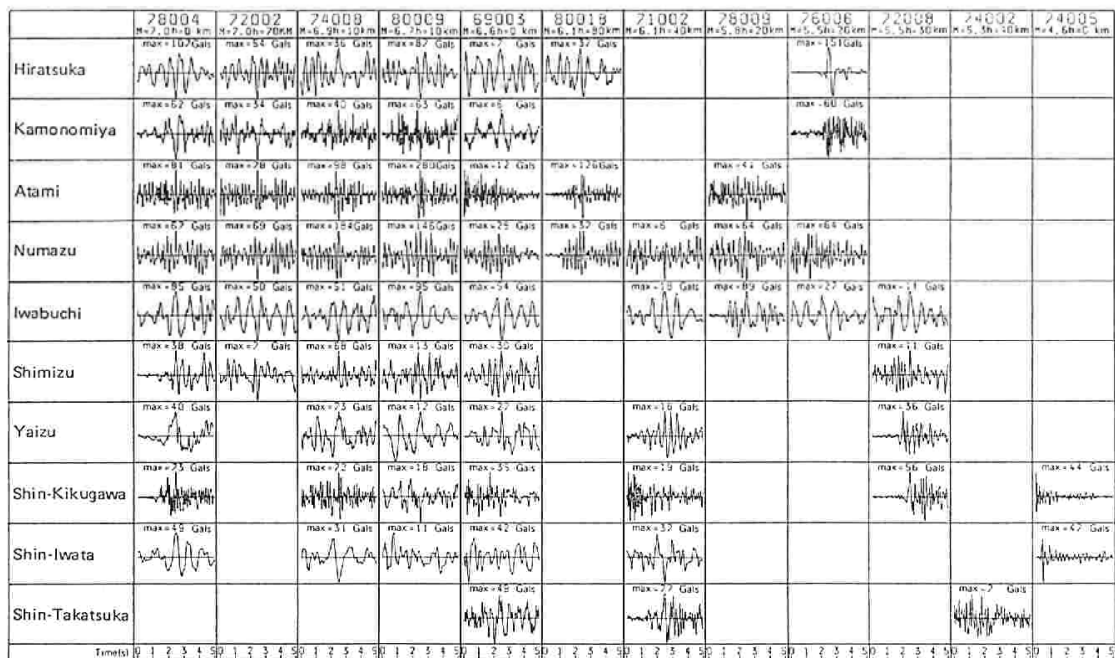


Figura 3-18. Formas de ondas en diferentes emplazamientos de las líneas ferroviarias japonesas (Nakamura, 1989).

A continuación, Nakamura analizó el origen de los microtremores, mencionando la existencia de dos teorías al respecto: la teoría de las ondas internas y la de las ondas

superficiales y planteando las limitaciones existentes sobre su justificación. Pese a ello indicó que, independientemente del origen de los microtremores, si éstos muestran estabilidad a lo largo del tiempo pueden ser útiles para evaluar las características dinámicas de los suelos. Para ello realizó observaciones continuas durante más de 30 horas en varias instalaciones del ferrocarril utilizando un equipo de registro de velocidades con periodo propio equivalente a 1s. En los datos se eliminaron las acciones correspondientes a los trenes de Alta Velocidad Shinkansen. Los valores registrados oscilaban entre 0.5 y 2 mkine ($1 \text{ mkine} = 10^{-5} \text{ m/s}$) (Figura 3.19).

Las fuentes de vibraciones artificiales predominantes en los emplazamientos estudiados tenían componente vertical principalmente y tendían a inducir ondas Rayleigh. El propio efecto de las vibraciones debidas a los trenes era notable en la componente vertical. Así, para determinar las características de los microtremores era preciso eliminar las ondas Rayleigh, que para el objeto del estudio de Nakamura no eran sino ruido. Como no disponía de la formulación teórica que le permitiera caracterizar el origen y composición de los movimientos de las ondas de microtremores, la hipótesis que planteó fue que éstos estaban formados por la composición de ondas de diferentes tipos.

Considerando que las fuentes de vibraciones no emitían en ninguna dirección principal, podía considerarse que las componentes horizontales y verticales de los microtremores debían ser similares entre sí, siendo amplificadas por las capas superficiales blandas existentes sobre el substrato rocoso. A partir de los diferentes modelos de suelo puede suponerse, con cierta precisión, que el tremor horizontal se amplifica a través de la reflexión múltiple de las ondas S, mientras que el vertical se encuentra amplificado debido a la reflexión múltiple de las ondas P. Considerando espesores de suelos de 10 metros (como en las plataformas ferroviarias), con velocidades de propagación de las ondas P mayores de 1000 m/s, no parecía posible que el tremor vertical de frecuencias menores a 10 Hz, pudiera ser amplificado de forma importante a través de la multirreflexión dentro de la capa superficial. Pese a este hecho, el efecto de las ondas Rayleigh se observaba en el tremor vertical de algunos registros, siendo posible conocer la magnitud de este efecto a partir de la razón entre las componentes verticales de los microtremores en la superficie y en el substrato rocoso. Si este efecto tiende a ser nulo, entonces la razón se aproxima a "1". Si esta razón aumenta, entonces el efecto de las ondas Rayleigh puede dominar los microtremores. Con estas premisas, Nakamura planteó un método que permitía eliminar este fenómeno, en el caso de que apareciese en los microtremores medidos en la superficie.

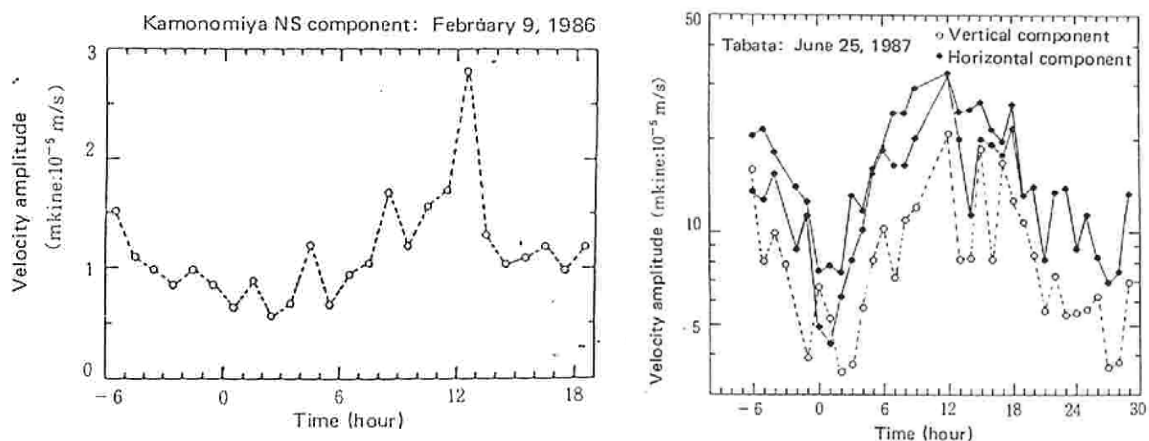


Figura 3-19. Variación de la máxima amplitud de los microtremores a lo largo del día en los emplazamientos de Kamonomiya y Tabata. Se observa que en ambos casos el mínimo de los registros se produce en torno a las 2.00-3.00 h. (Nakamura, 1989).

El punto de partida del método es la definición clásica de la función de transferencia de las capas superficiales a partir de la razón de los espectros de las componentes horizontales en la superficie y en el basamento rocoso,

$$S_T = \frac{S_{HS}}{S_{HB}} \quad (3.40)$$

donde S_{HS} es el espectro horizontal del tremor en la superficie y S_{HB} es el espectro horizontal del tremor en la base de la capa superficial (donde yace en el substrato rocoso).

El movimiento horizontal, y por tanto su espectro S_{HS} , se ve afectada fácilmente por las ondas superficiales. Dado que el ruido artificial se propaga en su mayor parte como ondas Rayleigh S_{HS} ha de estar afectado por ondas Rayleigh. Por otro lado, el efecto de las ondas Rayleigh debe estar también incluido en el espectro vertical del tremor en la superficie S_{VS} , sin embargo, no debe estar presente en el espectro vertical del tremor en la base de la capa de suelo, S_{VB} . Como también se indicó antes y asumiendo que en el rango de frecuencias de utilidad en Ingeniería Sísmica el tremor vertical correspondiente a ondas internas no se ve amplificado por las capas superficiales, puede definirse una nueva cantidad E_S , que representa el efecto de las ondas Rayleigh en dicho tremor.

$$E_S = \frac{S_{VS}}{S_{VB}}, \quad (3.41)$$

En el caso de que no existan ondas Rayleigh, $E_S = 1$, en caso contrario $E_S > 1$.

Suponiendo que el efecto de las ondas Rayleigh existe y es el mismo para las componentes horizontal y vertical de los microtremores, puede estimarse una nueva función de transferencia, S_{TT} , que disminuye el efecto de las ondas Rayleigh en la función de transferencia clásica, utilizando la corrección S_T/E_S .

Así se define

$$S_{TT} = \frac{S_T}{E_S} = \frac{R_S}{R_B}, \quad (3.42)$$

donde

$$R_S = \frac{S_{HS}}{S_{VS}}, \quad (3.43)$$

$$R_B = \frac{S_{HB}}{S_{VB}}, \quad (3.44)$$

siendo R_S y R_B las razones espectrales entre las componentes horizontales y verticales de los microtremores medidos en la superficie y en el basamento rocoso, respectivamente. Resultados experimentales presentados por Nakamura (Figura 3.4) a partir de registros de microtremores en el basamento rocoso bajo los emplazamientos, mostraban que R_B permanecía cercano a 1 para un amplio rango de frecuencias. Considerando esta condición para el basamento

$$R_B \cong 1, \quad (3.45)$$

Obteniéndose que

$$S_{TT} \cong R_S, \quad (3.46)$$

La condición de la ecuación (3.46) indica que la función de transferencia de la capa superficial puede ser estimada a partir de los tremores medidos únicamente en la superficie. En otras palabras, en ausencia de ondas Rayleigh, el tremor vertical de la superficie proporciona información de las características del tremor horizontal en la base del sustrato, por lo que puede sustituir a este último. En caso contrario, es decir, que haya una contribución considerable de ondas Rayleigh, la sustitución hecha en (3.46) no es aplicable. Así, en la medida en que los microtremores estén dominados por ruido (en lugar de por ondas internas) la precisión de la estimación con la función de transferencia S_{TT} disminuye.

Por la propia definición de R_B a partir de (3.44), esta razón ha de ser independiente del efecto de la ondas Rayleigh y únicamente incluiría características específicas de cada punto de observación. Diferentes terremotos producirán modificaciones en los microtremores, transmitiendo esa modificación desde el basamento rocoso a la superficie. Así, Nakamura establece que se puede estimar un S_{TT} , más que digno de confianza, multiplicando por $1/R_B$, como un término de compensación, cuando se dispone de registros de microtremores medidos en la base del sustrato rocoso.

La aplicación del método a los registros realizados en los diferentes emplazamientos mostró que la razón R_S era más estable a lo largo del día y que el máximo estaba mejor definido. También mostró que la razón R_S se ajustaba bien a la S_{TT} estimada a partir de los resultados de observaciones sísmicas. Estos resultados indicaban que R_S era similar a S_{TT} no sólo en cuanto a la situación y magnitud del máximo, sino también en la forma general del registro.

Como comprobación adicional, y de especial interés para esta Tesis, se compararon los valores de R_S calculados con vibraciones inducidas por el paso de los trenes con el valor de S_{TT} calculado con registros de terremotos. La figura 3.20 muestra el ajuste entre ambas funciones de transferencia, lo que indica que la función de transferencia aproximada puede estimarse utilizando los tremores producidos por los trenes.

Finalmente, como punto de partida del siguiente trabajo de Nakamura, éste indicó el desarrollo de un proyecto a realizar en cuatro años, financiado por el Gobierno Japonés, para evaluar las características dinámicas del suelo y las estructuras a lo largo de 1500 Km de las líneas del ferrocarril japonés. Uno de los objetivos de este proyecto era realizar medidas tanto en la base como en la cima de las estructuras con el fin de conocer sus características dinámicas.

En el periodo transcurrido entre la publicación del trabajo de Nakamura de 1989 y el publicado en 1996, tuvieron lugar los dos terremotos de los días 17 de enero; el del año 1994 en Northridge (California) y el de 1995 en Kobe (Japón). En el trabajo de 1996, Nakamura además de presentar el sistema de control sísmico del ferrocarril japonés, exponer los principios en que estaba basado y contrastar los datos aportados por dicho sistema con los daños producidos por el terremoto de Kobe, presentaba de forma más detallada el método HVSR, profundizando en el desarrollo teórico del mismo, incluyendo el cálculo de dos índices de vulnerabilidad, uno aplicable a capas de suelos superficiales y otro a estructuras.

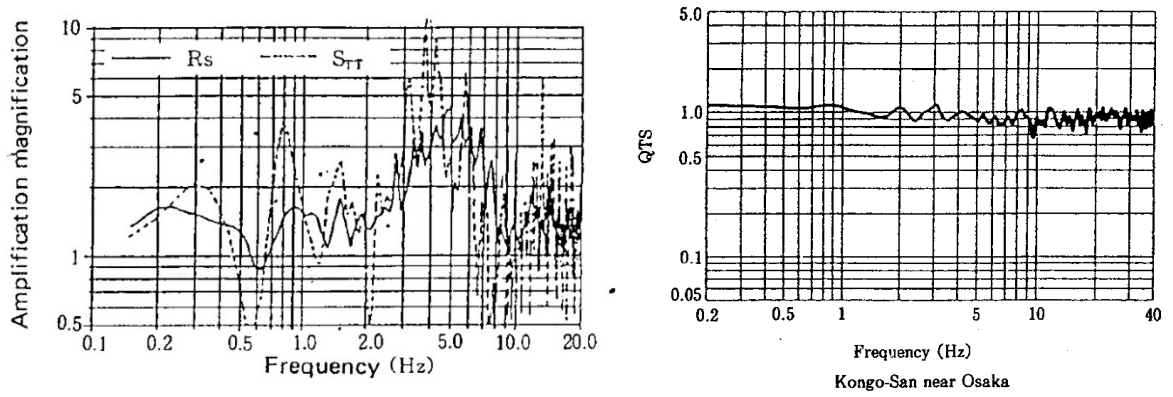
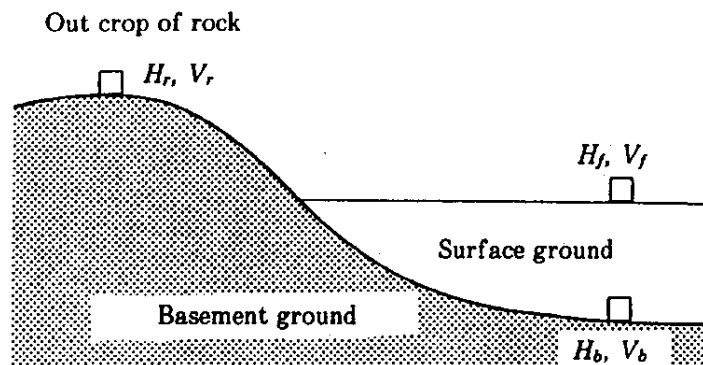


Figura 3-20. La figura de la izquierda muestra la comparación entre las razones R_s (promedio de los tremores inducidos por trenes y los registrados en periodos de calma) y la función estimada de transferencia S_{TT} para Tabata. La de la derecha muestra el QTS de un emplazamiento rocoso (Kongo-San), cercano a Osaka, donde se observa la estabilidad de la respuesta (en ausencia de efectos locales) en un amplio rango de frecuencias (Nakamura, 1989 y 1996).

Este planteamiento teórico es la base de la formulación del método de evaluación sísmica planteado en esta Tesis, por lo que a continuación se recogen los puntos más importantes del mismo. Las bases físicas del método son las mismas del trabajo de 1989, si bien su formulación difiere significativamente.

Nakamura (1996) introduce un nuevo término denominado función de Quasitransferencia, correspondiente a la función S_{TT} de la ecuación (3.42). La función S_{TT} se denominará QTS a partir de ahora. Esta función QTS de los microtremores representa las características dinámicas combinadas de la superficie del suelo geológico (el basamento) y las capas de materiales granulares situadas sobre él.

Considerando el esquema general de una cuenca sedimentaria (Figura 3.21), Nakamura define una serie de funciones que representan la respuesta de los diferentes elementos geológicos de la cuenca.



H_f, H_b, H_r : Horizontal Motion or Spectrum

V_f, V_b, V_r : Vertical Motion or Spectrum

Figura 3-21. Esquema general de una cuenca sedimentaria (Nakamura, 1996).

En suelo sólido, considerando la condición (3.45), puede aplicarse la ecuación (3.46), obteniéndose que los espectros horizontal y vertical en dicho emplazamiento son casi iguales en un amplio rango de frecuencia y similares a los del basamento rocoso ($H_r \cong V_r, H_b \cong V_b$).

Las vibraciones registradas en la superficie están compuestas por ondas internas amplificadas en la capa sedimentaria. Además, incluyen la influencia de ondas superficiales generadas por la amplificación de la capa de suelo superficial junto con la producida por la geometría del borde de la cuenca sedimentaria. Así los espectros horizontales y verticales y los factores de amplificación de los microtemores medidos en las superficie pueden expresarse como,

$$H_f = A_h \times H_b + H_s, \quad (3.47)$$

$$V_f = A_v \times V_b + V_s, \quad (3.48)$$

$$T_h = H_f / H_b = A_h + H_s / H_b, \quad (3.49)$$

$$T_v = V_f / V_b = A_v + V_s / V_b, \quad (3.50)$$

Como en la mayoría de los casos el coeficiente de Poisson del estrato sedimentario excede de 0.45, la velocidad de la onda P es mayor de tres veces la velocidad de la onda S. En suelos muy débiles, la velocidad de la onda S es menor que 100 m/s mientras que la velocidad de la onda P, como ya se ha comentado, excede de los 1000 m/s, debido al contenido en agua (Seed e Idriss, 1971; Abe et al., 1983). Así que, en tales condiciones del estrato, la componente vertical no puede ser amplificada ($A_v \cong 1$) para el rango de frecuencia donde la componente horizontal se ve afectada de gran amplificación. En consecuencia, si no hay efecto de ondas superficiales, la respuesta vertical en el basamento rocoso y en la superficie ha de ser muy similar y por tanto $V_f \cong V_b$.

Por el contrario, si la contribución de las ondas superficiales es importante, entonces $V_f > V_b$. De este modo, estimando el efecto de las ondas superficiales por ($V_f \cong V_b$) $\Rightarrow T_v = 1$, se puede realizar una corrección a la amplificación horizontal esperable.

Según la formulación anterior, la función de transferencia clásica será la razón entre los factores de amplificación horizontal y vertical de las ondas internas en la superficie. Así, utilizando (3.49) y (3.50)

$$T_h^* = \frac{T_h}{T_v} = \frac{A_h + \frac{H_s}{H_b}}{A_v + \frac{V_s}{V_b}}, \quad (3.51)$$

Separando los dos términos del numerador, aplicando la condición (3.41), introduciendo $\beta = E_s$ (3.41) como factor de contribución de las ondas Rayleigh y tras un poco de álgebra, se llega a

$$T_h^* = \frac{A_h}{A_v + \beta} + \frac{H_s}{V_s} \frac{1}{H_b \left(\frac{A_v}{V_s} + \frac{1}{V_b} \right)} = \frac{A_h}{A_v + \beta} + \frac{H_s}{V_s} \frac{V_b}{H_b} \frac{1}{1 + \frac{A_v}{\beta}}, \quad (3.52)$$

Aplicando la condición de los emplazamientos de referencia y del basamento rocoso ($H_b \cong V_b$), la ecuación (3.52) puede simplificarse

$$T_h^* = \frac{A_h}{A_v + \beta} + \frac{H_s}{V_s} \frac{1}{1 + \frac{A_v}{\beta}}, \quad (3.53)$$

Aplicando la nueva función de transferencia QTS , que es la razón espectral H/V de los microtremores en la superficie del terreno definida como $QTS = H_f/V_f$, Nakamura establece la siguiente aproximación, correspondiente a la razón espectral de microtremores.

$$T_h^* \cong QTS \cong \frac{A_h}{A_v + \beta} + \frac{H_s}{V_s} \frac{1}{1 + \frac{A_v}{\beta}}, \quad (3.54)$$

La ecuación (3.54) es el resultado obtenido por Nakamura (1996) como formulación general del método de la razón espectral H/V de microtremores.

Rodríguez y Herráiz (2003), a la vista de las características de los registros medidos en las LAV Madrid-Sevilla, definieron un nuevo parámetro α relacionado con la composición de las ondas superficiales extendiendo el razonamiento hecho por Nakamura para el factor β

$$\alpha = \frac{H_s}{V_s} \quad (3.55)$$

La existencia de ondas Love hace que $\alpha > 1$. Introduciendo (3.55) en (3.54)

$$QTS = \frac{A_h}{A_v + \beta} + \alpha \frac{1}{1 + \frac{A_v}{\beta}} \quad (3.56)$$

Esta fórmula representa la composición de la razón espectral H/V de las vibraciones medidas en la superficie del terreno (aplicable a cualquier tipo de ondas incidentes) presentada por Rodríguez y Herráiz (2003).

La ecuación (3.56) muestra el factor de amplificación horizontal de registros de vibraciones en la superficie en función de los factores de amplificación vertical y horizontal de las ondas internas en la capa de suelo y de la contribución de las ondas superficiales (Rayleigh y Love) generadas en dicha capa.

Cuando no existen ondas superficiales α y β son nulas y la función de cuasitransferencia es igual a la función de transferencia clásica, como razón entre los factores de amplificación horizontal y vertical de las ondas internas $\left(QTS = \frac{A_h}{A_v} \right)$.

Cuando el contenido de ondas Rayleigh es alto ($\beta \gg 1$), $QTS = \alpha$ y la razón de transferencia corresponde principalmente a la de las ondas superficiales (paradójicamente no a las Rayleigh, sino a las Love).

Para incidencia vertical de ondas, la frecuencia de resonancia para la multirreflexión de ondas en una capa (Abe et al., 1983) como caracterización a las ondas P (de 3.38), viene dada por

$$f_p = \frac{v_p}{4H} \quad (3.57)$$

Teniendo en cuenta el espesor de las plataformas ferroviarias habituales y las frecuencias utilizadas en ingeniería sísmica y utilizando los valores indicados por Nakamura (1989) para v_p y H (1000 m/s y 10 m, respectivamente), la multirreflexión debida a ondas P únicamente se produce en frecuencias mayores de 25 Hz. Este resultado indica que en el intervalo 0-25 Hz el factor de amplificación vertical es despreciable $A_v \cong 1$. Aplicando este resultado en (3.56)

$$QTS = \frac{1}{1 + \beta} (\alpha \cdot \beta + A_h) \quad (3.58)$$

Nuevamente se observa que cuando no existen ondas superficiales el factor de amplificación corresponde al factor de amplificación horizontal de las ondas internas (ondas de cizalla hasta $f \geq 25$ Hz) que representa la función de transferencia clásica. Cuando la contribución de ondas superficiales es alta, bien por ondas Rayleigh, por Love o ambas, la función de transferencia representa la respuesta de la capa a estas ondas superficiales.

Junto con estas primeras conclusiones, Nakamura hace un detallado análisis de los resultados obtenidos del análisis de los más de 20.000 registros realizados en las líneas de ferrocarril japonesas, muchos de ellos apoyados por sondeos y medidas en condiciones conocidas, de forma que le permitieron restringir algunas de las incógnitas asociadas a la interpretación de los resultados.

El estudio de la estabilidad de los microtremores para cortos periodos (promedios de espectros registrados cada hora) y para periodos largos (repetición de registros en los mismos emplazamientos con intervalos del orden de un año) mostró que el periodo propio del modo fundamental de las ondas Rayleigh se ajustaba bien al de las ondas SH ($f_\beta \cong f_s = f_{A_h}$), con lo que la estabilidad del máximo del QTS no dependía de la existencia de ondas Rayleigh. Así, Nakamura establece que la multirreflexión de las ondas SH en la capa de suelo superficial marca la frecuencia del pico de amplificación de los microtremores, mientras que la amplitud del máximo depende de la contribución de las ondas Rayleigh en éstos.

Aún más, establece que si la contribución de las ondas Rayleigh es grande entonces $QTS < 1$ para un amplio rango de frecuencias, sin embargo si esta contribución es pequeña esa condición se restringe a un estrecho intervalo alrededor del máximo. Este fenómeno se produce por la amplificación del movimiento vertical en el entorno de la frecuencia del máximo de amplificación (f_β). Este resultado fue posteriormente demostrado teóricamente por Konno y Ohmachi (1998) e implica que la frecuencia fundamental de la capa de suelo puede estimarse no sólo a partir del primer máximo del QTS, sino también del primer mínimo.

A partir de estas consideraciones, Nakamura establece que los microtremores estarán compuestos principalmente por ondas internas, ondas Rayleigh o una mezcla de ambas, dependiendo del emplazamiento, las condiciones meteorológicas y las fuentes vibratorias del entorno. En cualquiera de esas condiciones el QTS permite estimar correctamente el modo principal de la multirreflexión de las ondas SH en la capa superficial y su factor de amplificación.

3.4.2. Cálculo de índices de vulnerabilidad de suelos

Como aplicación de la función de cuasitransferencia a la zonación sísmica de las líneas de ferrocarril japonés, Nakamura establece un índice de vulnerabilidad K asociado a los parámetros calculados para el QTS: la frecuencia propia (F) y el factor de amplificación (A). Un modelo simple de la deformación de cizalla producida en superficie en función del desplazamiento del basamento rocoso (Figura 3.22), permite estimar la deformación promedio como

$$\gamma = \frac{Ad}{H} \quad (3.59)$$

La frecuencia propia de amplificación debida a la multirreflexión de las ondas S dada por (3.38) puede formularse en función del factor de amplificación de la capa de suelo a partir de la velocidad de cizalla en el basamento rocoso teniendo en cuenta $v_f = v_b/A$ (esta condición supone la linealidad del comportamiento de los sedimentos),

$$F = \frac{v_b}{4HA} \quad (3.60)$$

Considerando el movimiento sísmico como composición de movimientos armónicos, la aceleración sísmica para la frecuencia propia viene dada por

$$a = \omega^2 d = (2\pi F)^2 d \quad (3.61)$$

Combinando (3.59), (3.60) y (3.61) la deformación de cizalla en superficie se expresa

$$\gamma = \frac{A^2 a}{\pi^2 F v_b} \quad (3.62)$$

Reagrupando términos se definen dos coeficientes, uno correspondiente a la capa superficial $K = A^2/F$ y otro al basamento rocoso $C = 1/\pi^2 v_b$. De este modo la deformación puede expresarse como

$$\gamma = CKa \quad (3.63)$$

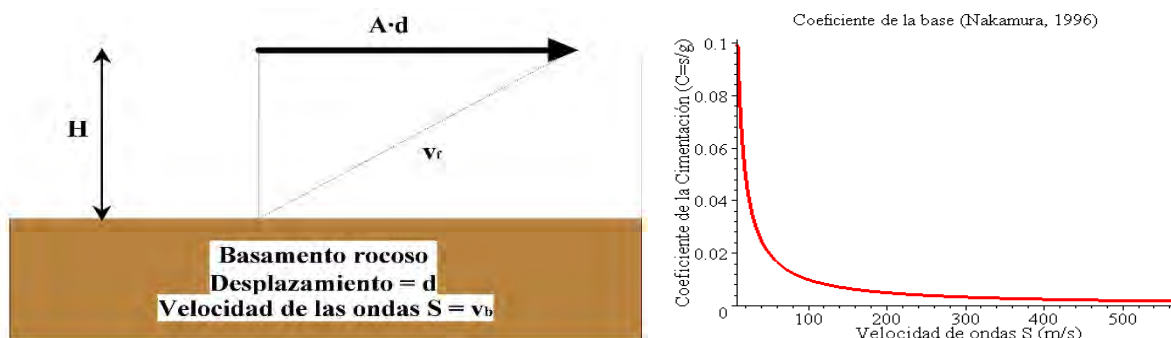


Figura 3-22. Esquema de la amplificación local (Adaptado de Nakamura, 1996, 1997 y 2000). Coeficiente de sitio C , a partir de la velocidad de ondas S en la base del estrato rocoso (Rodríguez y Herráiz, 2003).

El valor de C es válido para una zona amplia con condiciones geológicas homogéneas. K se calcula a partir del QTS . Así, en función de la aceleración sísmica esperable a en la base rocosa, es posible estimar el movimiento de la superficie del terreno. Aplicando valores obtenidos para el ferrocarril japonés (Abe et al., 1983; Nakamura, 1996), Rodríguez y Herráiz (2003) calcularon los valores de C según la composición de la plataforma ferroviaria (Figura 3.22).

Los valores de CK permiten clasificar los diferentes emplazamientos, sirviendo de base para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica y la zonación de amplias zonas geográficas mediante la utilización de las razones H/V de microtremores.

3.4.3. **Nuevos desarrollos teóricos del HVSR**

Como ya se ha comentado anteriormente, aún en la actualidad, continúa existiendo controversia respecto de las bases teóricas del método de Nakamura. En los últimos años se han publicado algunos trabajos teóricos, ciertamente interesantes, profundizando en el estudio del HVSR, tanto en su aplicación a microtremores como a registros sísmicos.

Como punto de partida para el análisis de estos trabajos, cabe señalar los puntos fuertes y las limitaciones que el HVSR en su formulación inicial (Nakamura, 1989) mostraba en su aplicación (Bard, 1995).

La mayor parte de los autores coinciden en indicar que las grandes ventajas del método pueden resumirse en:

1. Permite estimar la frecuencia fundamental de resonancia del estrato de suelo superficial.
2. Aporta un límite inferior del factor de amplificación de dicho estrato.
3. Teniendo conocimiento del perfil vertical de velocidades, permite conocer el espesor del estrato y obtener un perfil longitudinal del basamento rocoso (Ibn-von Seht y Wohlenberg, 1999). Igualmente, conociendo los espesores del estrato sedimentario permite determinar el perfil vertical de la velocidad de ondas de cizalla (Arai y Tokimatsu, 2000; 2004)

Por otro lado, las cuestiones pendientes, aún sin resolver eran:

1. No está clara la validez de los armónicos superiores de la frecuencia fundamental calculados a partir de la razón espectral (Albarelo, 2001; Fäh et al., 2001).
2. Las bases teóricas del método no están suficientemente claras y existen discrepancias respecto de la naturaleza de las ondas que cuantifica la razón espectral.
3. Existe una subestimación del factor de amplificación, sin una explicación clara del motivo.

En este punto es preciso hacer hincapié en que la formulación del método a la que se refieren la mayoría de los autores es el trabajo de 1989, no apareciendo hasta después del año 2000, tras la presentación de las aclaraciones del método en el Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica (Nakamura, 2000), mención alguna al desarrollo teórico y a las consideraciones sobre la aplicabilidad del método que se han expuesto anteriormente y que se publicaron en 1996.

El primer trabajo que analizaba el HVSR, profundizando en la formulación teórica del mismo, se debe a Konno y Ohmachi (1998). Los autores, partiendo de las lagunas teóricas existentes en la formulación del método de Nakamura (1989) y aceptando los buenos resultados experimentales obtenidos en muchos estudios, analizaron la formulación de la razón espectral H/V caracterizando las ondas Rayleigh y Love. Para ello utilizaron registros realizados en 564 colegios de Tokio con el fin de mapear los periodos y factores de amplificación del área estudiada.

El estudio analizaba el factor de amplificación para incidencia vertical de ondas S, proponiendo una función de suavizado que eliminase las singularidades producidas en las razones H/V por los ceros de la componente vertical y formulando una relación entre el factor de amplificación y la razón H/V, similar al método de Nakamura. Para ello analizaron dos modelos: una capa sobre un semiespacio y un sistema multicapa.

El primer modelo establecía como datos de partida las velocidades de ondas de cizalla en la capa y el semiespacio (v_1 y v_2 , respectivamente) y analizaba la elipticidad de las ondas Rayleigh con la relación entre los valores de ambas velocidades (Figura 3.23). Aplicando la relación (3.38) los resultados indicaron que para contraste de velocidad de $v_2 \leq 2.5v_1$ el movimiento de la partícula era retrógrado para todos los periodos. Cuando la relación de velocidades era de $v_2 \cong 2.5v_1$ el movimiento seguía un patrón retrógrado-vertical-prógrado-vertical-retrógrado con el aumento del periodo. En el tercer caso, cuando $v_2 \geq 2.5v_1$, el patrón del movimiento cambiaba a retrógrado-vertical-prógrado-horizontal-retrógrado.

Este resultado mostraba que para altos periodos la razón espectral H/V del tercer caso tiende a infinito y por tanto se producirá una amplificación del movimiento horizontal. Igualmente, se observaba que, dependiendo del contraste de velocidades, se producían fuertes picos y valles en la respuesta y que estos eran más afilados y mejor definidos cuanto mayor era dicho contraste. En este último caso el periodo del valle asociado se situaba aproximadamente en un valor del periodo mitad que el del máximo.

El segundo modelo representaba un sistema multicapa, en el que se aplicaron valores de velocidades de ondas S y P medidas con ensayos downhole, comparándose los resultados de la aplicación de la razón H/V al modo fundamental y primer modo de las ondas Rayleigh y a la función de transferencia de las ondas S para incidencia vertical.

Konno y Ohmachi encontraron que el pico de amplificación del primer armónico de las ondas Rayleigh aparecía a periodos menores que los del modo fundamental. Esto implicaba que si los microtemores medidos incluían estos modos superiores, podrían no verse en las razones H/V. Los autores utilizaron modelos teóricos de 14 emplazamientos para comparar los resultados generados teóricamente con medidas de microtemores realizados en ellos. Vieron que modelos de suelos simples producían razones H/V del modo fundamental de las ondas Rayleigh similares a las del tipo 3 de la figura 3.23. Modelos más complejos producían razones como las del tipo 1 para periodos altos y como la 3 para los cortos. Así, según estos resultados era probable que en los modelos complejos el periodo fundamental de las ondas Rayleigh mostrase 2 o más picos.

Al igual que indicara Nakamura (1996), la comparación entre los periodos pico del H/V del periodo fundamental de ondas Rayleigh y el periodo fundamental de la razón de transferencia de las ondas S, mostró una buena correlación entre ambos tipos de periodos. Por otro lado encontraron que, comparando las fases de Airy del modo fundamental de las ondas Love y de la función de transferencia de las ondas S, se obtenía que el periodo fundamental podía estimarse a partir de la razón H/V de los microtemores aunque el componente principal de éstos fuesen ondas Love.

La conclusión del modelo multicapa era que el periodo fundamental de la función de transferencia de las ondas S se correlacionaba bien con el modo fundamental de las ondas Rayleigh y con el modo fundamental de la fase de Airy de las ondas Love si existía un contraste de velocidad grande en la estructura del suelo.

Los resultados experimentales utilizando medidas en 14 emplazamientos indicaron que, aparentemente, la mayoría de las razones mostraban picos y senos que coincidían con los del modo fundamental de las ondas Rayleigh. Las razones entre los periodos seno y pico para los microtemores variaban entre 0.14 y 0.62, siendo su promedio de 0.41, mientras que el correspondiente periodo para el modo fundamental Rayleigh era de 0.54. Véase que este valor está muy cercano al valor 0.5 de la razón de periodo de un sistema de capa simple. Este hecho dio la base para proponer la estimación de los periodos fundamentales no solo a partir de los periodos pico, sino también a partir de los senos de las razones H/V de microtemores.

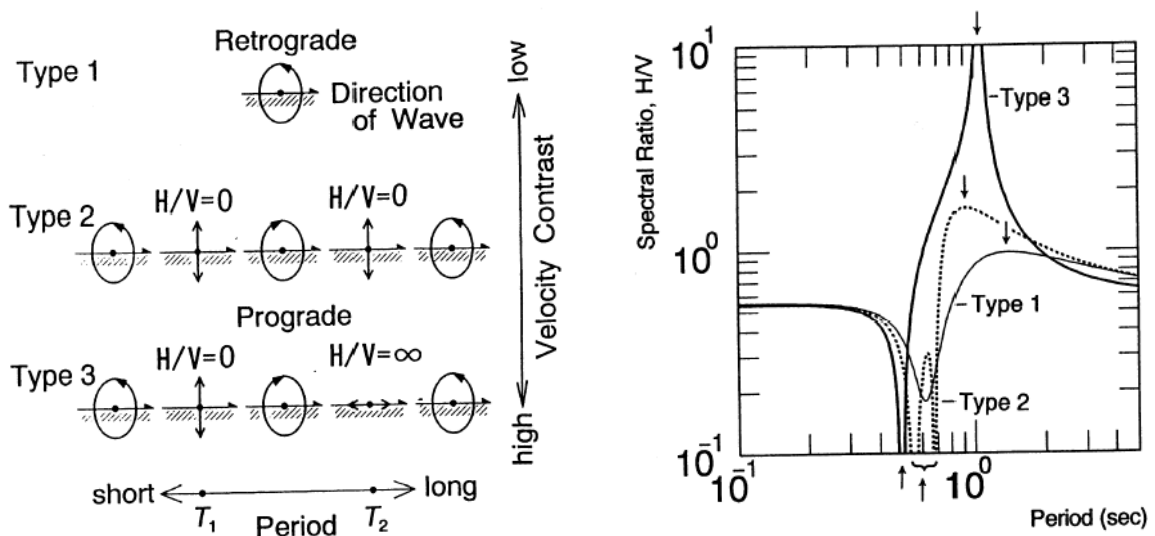


Figura 3-23. Trayectorias del movimiento de la partícula de las ondas Rayleigh en el modelo de capa y semiespacio en función del contraste de velocidades y razones espectrales H/V correspondientes a los mismos supuestos (Konno y Ohmachi, 1998).

Un problema ya detectado por Nakamura y que limitaba tanto el uso como la justificación teórica de la razón H/V era la existencia de singularidades en los puntos de anulación del espectro vertical. Esto llevaba a la dificultad de obtener una correlación adecuada entre el factor de amplificación de las ondas S y el de las ondas Rayleigh. Konno y Ohmachi plantearon un esquema de suavizado que mejoraba la aplicación del método.

Para ello formularon una función de suavizado como

$$W_B(f, f_c) = \left[\frac{\text{sen}(\log_{10}(f/f_c)^b)}{\log_{10}(f/f_c)^b} \right]^4 \quad (3.64)$$

Donde b , f y f_c son los coeficientes del ancho de banda, frecuencia y frecuencia central, respectivamente.

La mejora del cálculo de las razones H/V de ondas Rayleigh, aplicando la condición dada por (3.64) puede verse en la figura 3.24.

Estudiando la variación del máximo de la razón H/V del modo fundamental de las ondas Rayleigh (R_B) frente al contraste de velocidades entre la capa y el semiespacio (V_{S2}/V_{S1}), Konno y Ohmachi encontraron que, evidentemente, contrastes de velocidades mayores producían mayores factores de amplificación. Para valores de $b=10$ la relación entre el factor de amplificación y el contraste de velocidades era lineal, propiedad que desaparecía cuando se utilizaban mayores valores de b .

El valor de b tenía una influencia considerable no sólo en el valor pico de amplificación, sino también en el periodo correspondiente. Así, para seleccionar un valor adecuado de b era preciso establecer un compromiso entre dos condiciones: a) valores pequeños de b producían una relación lineal entre las razones de los máximos de los periodos y el contraste de velocidades y b) valores mayores de b reducían la elongación (el ancho) del periodo pico. Un valor de compromiso, quizá el más utilizado, es $b=20$.

Como apoyo a la modelización y para discriminar los efectos de las ondas S y las Rayleigh se realizaron ensayos en 85 emplazamientos alrededor de Tokio. Se encontró que cuando la razón H/V de los microtremores presentaba dos picos o más, el pico del periodo mayor correspondía con el periodo fundamental de la función de transferencia de las ondas S.

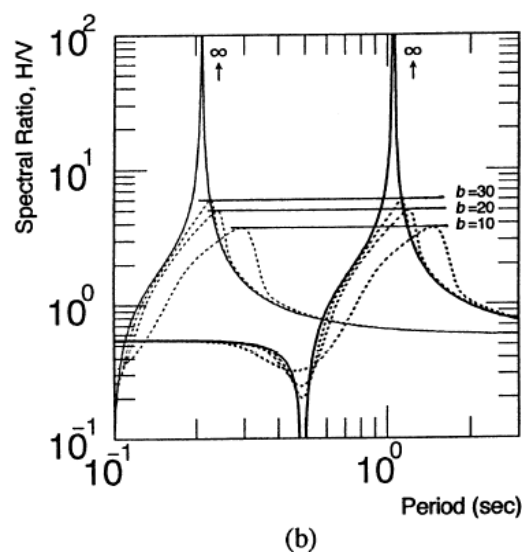


Figura 3-24. Razones espectrales H/V sin suavizar y suavizadas del modo fundamental de las ondas Rayleigh para valores de periodo propio de 0.2 y 1.0 s y diferentes valores del parámetro de suavizado b (Konno y Ohmachi, 1998).

También se encontró que el factor de amplificación A_S (factor de amplificación de ondas S para incidencia vertical) aumentaba con el aumento de R_B (factor de amplificación del modo fundamental de ondas Rayleigh). Estos resultados resultaban contradictorios con los de Lachet y Bard (1994), si bien éstos habían utilizado en su modelización tanto ondas Rayleigh como internas y las distribuciones de los coeficientes de Poisson de sus perfiles eran diferentes. Aunque la relación entre A_S y R_B no era lineal, ésta se ajustó a una recta (Figura 3.25) obteniéndose la expresión

$$A_S = 2.5 \cdot R_B \quad (3.65)$$

Cuando los microtremores están compuestos únicamente por ondas Rayleigh puede estimarse la función de transferencia de las ondas de cizalla sin más que aplicar (3.65). Sin embargo, cuando éstos incluyen tanto ondas Rayleigh como Love, el cálculo es más complejo y la razón H/V de los microtremores se puede descomponer como

$$R_M(T) = \frac{H_R(T) + H_L(T)}{V_R(T)} \quad (3.66)$$

donde $H_R(T)$ y $H_L(T)$ son los espectros de las componentes horizontales de las ondas Rayleigh y Love y $V_R(T)$ el de la componente vertical de las ondas Rayleigh (T es el periodo). La proporción de ondas Rayleigh en la componente horizontal puede expresarse

$$\beta(T) = \frac{H_R(T)}{H_R(T) + H_L(T)} \quad (3.67)$$

Combinando (3.66) y (3.67) se obtiene

$$R_M(T) = \frac{H_R(T)}{\beta(T) \cdot V_R(T)} \quad (3.68)$$

donde el término $H_R(T)/V_R(T)$ es la razón H/V de las ondas Rayleigh. Después de suavizar la razón H/V de los microtremores (R_M) con la función W_B propuesta, ésta se expresa como

$$R_{MB}(T) = \frac{R_B(T)}{\beta(T)} \quad (3.69)$$

donde $R_{MB}(T)$ y $R_B(T)$ son las razones H/V suavizadas de los microtremores y de las ondas Rayleigh respectivamente. Sustituyendo (3.69) en (3.65) se llega a

$$A_S = 2.5 \cdot \beta \cdot R_{MB} \quad (3.70)$$

donde R_{MB} y A_S son los valores de $R_{MB}(T)$ y $A_S(T)$ para el periodo pico.

De (3.70) se desprende que si se conoce el valor de β para cada emplazamiento se puede estimar la respuesta local utilizando el HVSR de los microtremores. Sin embargo, no suele haber mucha información de valores de β medidos "in situ". De acuerdo con una correlación espacial estudiada por Miyadera y Tokimatsu, β tiende a variar de sitio a sitio pero sus valores se encuentran entre 0.3 y 0.5. Así, aunque fuese una asunción burda, elegir un $\beta = 0.4$ como promedio era asumible para los emplazamientos del estudio. Entonces, sustituyendo dicho valor en la ecuación (3.70) se obtiene una fórmula muy simple para A_S y que es equivalente a la propuesta por Nakamura (3.46) en 1989.

$$A_S \cong R_{MB} \quad (3.71)$$

La figura 3.26 muestra una comparación entre las razones H/V de microtremores, con línea gruesa; el modo fundamental de las ondas Rayleigh, con línea de trazos; y la función de transferencia de las ondas S para incidencia vertical, con línea fina. Como resultado, puede verse el buen ajuste entre R_{MB} y R_B y el parecido existente entre R_{MB} y A_S . Sin embargo se aprecian algunos de los fenómenos indicados como cuestiones pendientes del método: a) el nivel de amplificación de los microtremores es casi siempre menor que el de la función de transferencia de ondas S y b) de igual manera el factor de amplificación del modo fundamental de las ondas Rayleigh es siempre menor que el de los microtremores.

Un punto importante a considerar y que explica cómo Konno y Ohmachi elaboraron una formulación muy parecida a la del trabajo de Nakamura de 1996, a pesar de no encontrarse referenciado en su estudio, lo constituye el hecho de que el trabajo se presentó al Dr. Nakamura, al que se informó de los desarrollos teóricos realizados y que aclaró los detalles del método que no aparecían en su trabajo de 1989. Han de considerarse, por tanto, como de especial importancia las aportaciones del Dr. Nakamura al desarrollo de este trabajo.

La cuestión pendiente más importante derivada del trabajo de Konno y Ohmachi resultó la necesidad de tener un mejor conocimiento de la composición de los microtremores, para obtener un mejor ajuste entre las razones H/V de las ondas superficiales y las de los microtremores. De igual modo se requería conocer la proporción de ondas Rayleigh y Love existentes en dichas ondas superficiales, ya que a partir de ese dato era posible ajustar de forma aceptable el factor de amplificación de las ondas de cizalla a partir del calculado con la razón H/V de los microtremores.

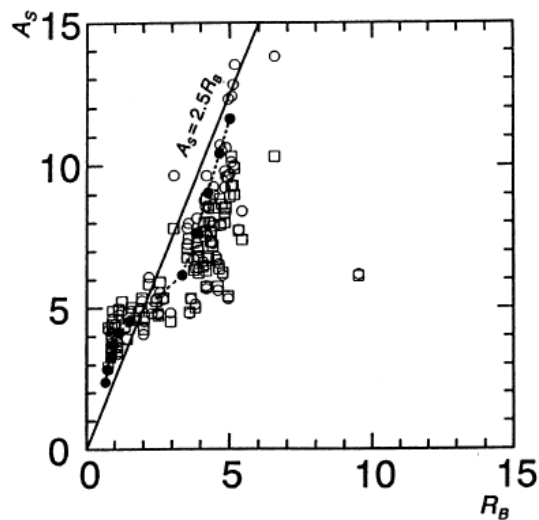


Figura 3-25. La figura representa la relación encontrada entre los valores calculados del factor de amplificación del modo fundamental de ondas Rayleigh (R_B) y la función de transferencia de las ondas S para incidencia vertical (A_S) en los 85 emplazamientos estudiados. Para estos cálculos se utilizaron dos factores de calidad: los círculos blancos fueron calculados con $Q = 20$ y los cuadrados con $Q = V_s/10$. La línea continua representa la relación $A_S = 2.5R_B$ y los círculos rellenos los resultados del modelo simple de capa sobre semiespacio y $Q = 20$.

Continuando con el estudio del ajuste entre las razones H/V de ondas superficiales y microtremores, Fäh et al. (2001) profundizaron en obtener una estimación adecuada de la amplitud (factor de amplificación) de dichas razones espectrales. Los trabajos

anteriores mostraban que la forma del espectro se ajustaba de forma adecuada, sin embargo los niveles absolutos de la respuesta no. Aún más, para estratos superficiales poco profundos la respuesta podía considerarse adecuada, sin embargo al considerar cuencas sedimentarias profundas las discrepancias aumentaban de forma importante (Dravinski et al., 1996).

En su estudio Fähr et al. (2001) utilizaron dos métodos independientes de simulación numérica para analizar la estructura local de ensayo mediante la modelización de las vibraciones naturales (los microtremores) comparándolas con las medidas experimentales para establecer conclusiones acerca de las propiedades de las razones H/V y la propia estructura local. La primera técnica utilizada fue la de superposición modal, aplicándola directamente en el dominio de la frecuencia. La segunda técnica fue un método de diferencias finitas (FD) en el dominio del tiempo.

Las medidas experimentales se realizaron en una zona extensamente estudiada con otras técnicas geofísicas en un paso inferior de una autopista en construcción, junto a la vía del ferrocarril, al Norte de Suiza, cerca de la ciudad de Kreuzlingen.

El tratamiento de los datos para calcular las razones espectrales H/V de los registros es un punto importante en el análisis, ya que el cálculo de las mismas no es única y las manipulaciones numéricas que se realizan en los registros (filtrado, promediado, suavizado, FFT) introducen ruido numérico que puede llevar a eliminar la validez de los picos secundarios de las razones H/V calculadas (Albarelo, 2001).

Fähr et al. (2001) calcularon la razón espectral H/V de los registros como

$$SR = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{(L^2 + T^2)^{0.5}}{V} \quad (3.72)$$

Donde L , T y V eran los espectros de las componentes longitudinales, transversales y verticales de los registros, respectivamente.

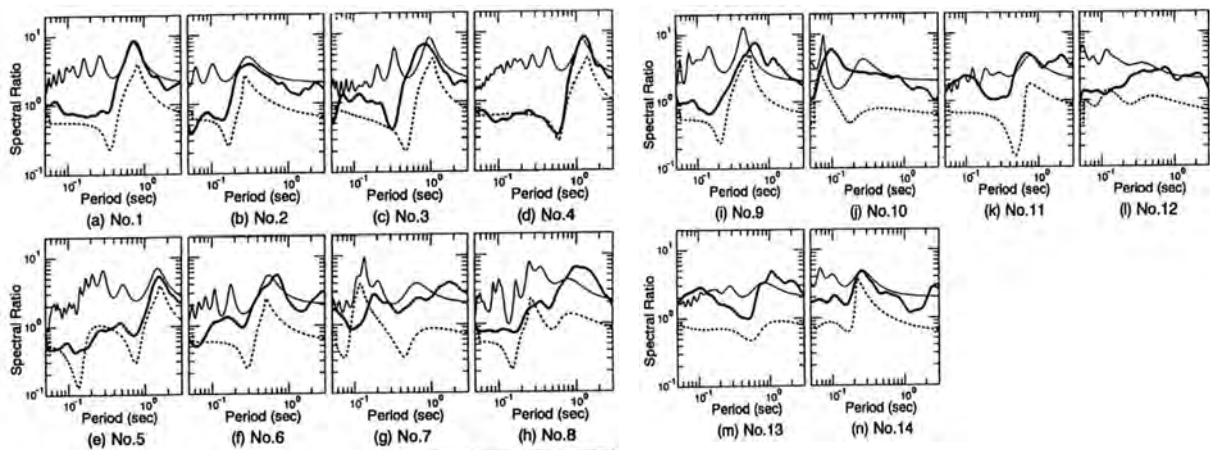


Figura 3-26. Razones espectrales H/V de microtremores (línea gruesa continua), modo fundamental de ondas Rayleigh con suavizado de la función W_B (línea discontinua) y función de transferencia de ondas S para incidencia vertical (línea fina continua) en los 14 emplazamiento del estudio de Konno y Ohmachi (1998).

Una vez que se disponía de datos detallados de la estructura de las capas superficiales y de las propiedades mecánicas de éstas, procedieron a modelizar la propagación de los microtremores. Para ello utilizaron el esquema FD basado en el método de la relación entre velocidad y tensión de Virieux (1986). Este método se muestra muy estable numéricamente para materiales con coeficientes de Poisson medios y altos (materiales medios y blandos). El segundo método de modelización utilizado fue el de superposición modal. El modelo matemático fue establecido por Knopoff (1964), que dio la solución de la propagación de ondas elásticas en un medio estratificado con una

formulación matricial. Para cada modo y frecuencia, precisaban calcular los parámetros de la señal sintética: velocidad de fase, atenuación de la fase, velocidad de grupo, elipticidad y autofunciones. En contraste con la formulación de Konno y Ohmachi (1998), Fäh et al. describen los microtemores como superposición de modos normales de ondas P-SV y SH.

El método de superposición modal permitía generar la señal de forma controlada a partir de combinaciones arbitrarias de modos y por tanto podía dar información importante de la física subyacente en las razones H/V. La comparación entre las razones H/V sintéticas y las observadas puso de manifiesto un problema con la parte de las ondas SH. Era necesaria, por tanto, información adicional acerca del contenido espectral de las ondas SH. Una suposición bastante razonable era considerar que la componente transversal del campo de ondas poseía un contenido de energía similar al de la componente radial. A pesar de todo, la información más importante se encontraba en la parte de las ondas P-SV ya que la parte SH quedaba desdibujada en las razones H/V.

Al no ser posible la separación directa de la parte P-SV de las ondas en los registros de microtemores, Fäh et al. utilizaron la diferente propagación a través de las estructuras para mejorar el cálculo de las razones espectrales. Así utilizaron el análisis de ondículas (wavelets) para descomponer el ruido e identificar las diferentes fases que lo componían. Este método permitía mejorar la detección del mínimo de la razón H/V aún con ruido de ondas SH muy energéticas (nuevamente, como ya plantearon Konno y Ohmachi (1998), dicho mínimo permite estimar la frecuencia principal de resonancia de la capa de suelo).

Tras el cálculo de las razones H/V del modo fundamental de las ondas Rayleigh, se añadió ruido con ondas SH para conseguir un mejor ajuste con las razones H/V de microtemores. Esto se hizo porque aunque la frecuencia del modo fundamental estaba bien definida, el factor de amplificación correspondiente a esa frecuencia f_0 no. Estos resultados son aceptables (se cumplen) para altos contrastes de velocidad entre los sedimentos y la roca, pero puede variar para contrastes bajos (bajas impedancias mecánicas).

Los resultados del trabajo de Fäh et al. mostraron que una vez que se identificaba la parte más estable del promedio de las razones H/V de los microtemores, ésta podía considerarse estable con respecto a las fuentes de ruido pero, sin embargo, dependía de la estructura local de cada emplazamiento. Para los modelos y métodos propuestos se obtuvo que dicha parte estable de las razones H/V se encontraba gobernada por la elipticidad del modo fundamental de las ondas Rayleigh, en la banda de frecuencias que va desde el pico del modo fundamental hasta el primer mínimo, todo ello considerando depósitos de suelos de sedimentos no-consolidados. En ese mismo intervalo de frecuencias dicha elipticidad dependía principalmente de la distribución de las ondas S con la profundidad. La elipticidad en ese rango de frecuencias aparecía gobernada por la estratificación del suelo en cada emplazamiento. Los límites de estos resultados se situaban en estructuras con grandes contrastes de velocidades entre los sedimentos y la base rocosa. La distancia a las fuentes y el contraste de impedancias entre suelo y basamento tenían gran influencia en la frecuencia y amplitud del pico máximo de las razones H/V. Esta incertidumbre hacía de la frecuencia del máximo de la razón espectral el único parámetro desconocido.

Finalmente, y en contradicción con los resultados obtenidos por Nakamura (1989, 2000) y otros autores (Fäh et al., 2001) indicaron que con una única estación de registro no era posible distinguir las ondas SH de las P-SV, con lo que no era posible determinar la composición de los microtemores ni interpretar los picos de amplificación como asignables a ningún tipo de respuesta concreta. La disposición de redes para medición de microtemores sí podría proporcionar respuesta a esa cuestión.

Los últimos trabajos de simulación numérica de microtemores a partir de modos normales de ondas internas y superficiales que se analizan en esta Tesis corresponden

a Arai y Tokimatsu (2000, 2004). Los autores analizaron la composición de los microtremores como superposición de modos normales de ondas Rayleigh y Love, intentando conseguir un mejor ajuste de los niveles de amplificación entre las simulaciones numéricas y los espectros calculados a partir de registros de microtremores. Su principal objetivo, complementando las líneas de investigación de Konno y Ohmachi (1998) y Fäh et al. (2001), era investigar la posible utilidad de los microtremores para obtener perfiles de la velocidad de ondas de cizalla, utilizando un único equipo de 3 componentes.

El paso inicial del análisis era definir fórmulas teóricas que representasen tanto las ondas Rayleigh como Love para obtener buenas razones H/V teóricas de los microtremores y compararlas con los datos experimentales. Esta formulación era un importante paso en la representación de los microtremores como combinación de modos de ondas Rayleigh y Love, ya que profundizaba en el análisis cuantitativo de esta combinación, mejorando las representaciones cualitativas dadas por Nakamura (1989, 1996).

El modelo de suelo propuesto era un medio elástico semiinfinito compuesto por N capas paralelas de material elástico, isótropo y homogéneo. Cada capa se caracterizaba por su espesor (H), densidad (ρ) y velocidades de ondas P (v_p) y S (v_s). El origen del sistema ortogonal de coordenadas estaba situado en la superficie libre. Para modelizar las fuentes de los microtremores, asumieron que las transformadas de Fourier de las fuerzas puntuales $L_v(f)$ y $L_H(f)$ (verticales y horizontales) estaban distribuidas aleatoriamente en la superficie libre (p.e. Lachet y Bard, 1994), calculando a continuación los tres desplazamientos inducidos en el origen por todas las fuentes.

El movimiento horizontal se calculó como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los desplazamientos horizontales.

$$\vec{H} = \sqrt{\vec{L}^2 + \vec{T}^2} \quad (3.73)$$

Las fuentes producían ondas internas y superficiales que se propagaban por el medio. Harvey (1981) ya indicó que los desplazamientos en el origen podían representarse como contribución de ondas Rayleigh y Love únicamente si: a) todas las distancias fuente-origen eran mayores que las longitudes de onda de las ondas Rayleigh y Love (λ_{Rj} o λ_{Lj}) y b) los periodos efectivos eran menores que los periodos locales naturales.

Bajo esas condiciones, las potencias horizontales y verticales del j-ésimo modo de las ondas Rayleigh para la i-ésima fuente puntual vertical pueden expresarse, de acuerdo con Harkrider (1964),

$$P_{VRij}^V = L_v^2 \cdot A_{Rj}^2 \cdot \frac{(H_0^{(2)} \cdot (k_{Rj} r_i))^2}{e^{2hk_{Rj} r_i}} \quad (3.74)$$

$$P_{HRij}^V = L_v^2 \cdot A_{Rj}^2 \cdot \left(\frac{u}{w}\right)_j^2 \frac{(H_1^{(2)} \cdot (k_{Rj} r_i))^2}{e^{2hk_{Rj} r_i}} \quad (3.75)$$

donde A es el factor de respuesta del medio (Harkrider, 1964), k el número de onda, u/w la razón H/V del modo Rayleigh en la superficie libre, r es la distancia de la fuente al origen, $H_n^{(2)}(\)$ es la función de Hankel de segunda especie y orden n y h es el factor de amortiguamiento del suelo. En todas las fórmulas el subíndice R hace referencia a las ondas Rayleigh y el L a las Love y los superíndices y subíndices de las potencias P_H^V , respectivamente, al tipo de fuente (Vertical) y a la componente del movimiento generada (Horizontal).

Siendo totalmente rigurosos en la formulación, habría de indicarse la dependencia de las variables de las expresiones (3.74) y siguientes con la frecuencia. Sin embargo, para

simplificar se ha omitido dicha dependencia (la formulación completa requeriría sustituir los términos P_{VRij}^V , L_V^2 y A_{Rj}^2 por $P_{VRij}^V(\omega)$, $L_V^2(\omega)$ y $A_{Rj}^2(\omega)$, respectivamente). Pueden seguirse el siguiente desarrollo con la formulación completa en Arai y Tokimatsu (2004).

Análogamente, considerando fuentes puntuales de movimiento horizontal se tiene

$$P_{VRij}^H = \frac{L_H^2}{2} \cdot A_{Rj}^2 \left(\frac{u}{w} \right)_j^2 \cdot \frac{\left(H_1^{(2)} \cdot (k_{Rj} r_i) \right)^2}{e^{2hk_{Rj} r_i}} \quad (3.76)$$

$$P_{HRij}^H = \frac{L_H^2}{2} \cdot A_{Rj}^2 \left(\frac{u}{w} \right)_j^4 \cdot \frac{\left(H_0^{(2)} \cdot (k_{Rj} r_i) \right)^2}{e^{2hk_{Rj} r_i}} \quad (3.77)$$

Konno y Ohmachi (1998) ya consideraron la formulación de Harkrider a través de las componentes de la velocidad de las ondas Rayleigh en la superficie producidas por fuentes puntuales verticales para representar el movimiento de la partícula en función de la elipticidad de dichas ondas (Figura 3.23). Sin embargo, sólo utilizaron dicho resultado para calcular el tipo de trayectorias que podían producir amplificaciones horizontales asociadas a la anulación de la componente vertical en las razones H/V.

Para completar el tipo de fuentes posibles, Arai y Tokimatsu incluyeron fuentes de ondas Love, que por su propia naturaleza sólo pueden ser horizontales. Así, la potencia horizontal del modo j-ésimo de las ondas Love en su componente horizontal viene dada

$$P_{HLij}^H = \frac{L_H^2}{2} \cdot A_{Lj}^2 \cdot \frac{\left(H_0^{(2)} \cdot (k_{Lj} r_i) \right)^2}{e^{2hk_{Lj} r_i}} \quad (3.78)$$

Asumiendo la independencia estadística entre las fases de las cargas de todas las fuentes, las potencias relativas de todas las cargas en el origen se obtienen integrando las funciones (3.74)-(3.78) para todas las fuentes y modos

$$P_{VS} = P_{VR} = \sum_j \left(\frac{A_{Rj}}{k_{Rj}} \right)^2 \left[1 + \frac{\alpha^2}{2} \left(\frac{u}{w} \right)_j^2 \right] \quad (3.79)$$

$$P_{HS} = P_{HR} + P_{HL} \quad (3.80)$$

Es importante considerar que, por la propia naturaleza de las ondas Rayleigh y Love, las primeras pueden estar generadas por fuentes horizontales y verticales y generar movimientos en ambas direcciones, mientras que las Love sólo disponen de movimiento horizontal generado por fuentes horizontales. Esto hace que se disponga de 3 tipos de fuentes diferentes, dos para las ondas Rayleigh y una para las Love que producen 5 componentes del movimiento final de la partícula (4 para las Rayleigh y 1 para las Love).

Las expresiones (3.79) y (3.80) corresponden a las potencias vertical y horizontal de las ondas superficiales (S). Así el movimiento vertical se compone de las componentes verticales de las fuentes verticales y horizontales de las ondas Rayleigh y el horizontal de las componentes horizontales de las fuentes verticales y horizontales de las ondas Rayleigh junto con la de las ondas Love.

En el término P_{VS} de (3.79) están incluidos los movimientos correspondientes a los términos de las fórmulas (3.74) y (3.76), mientras que en los términos P_{HR} y P_{HL} de la ecuación (3.80) se incluyen los correspondientes a las fórmulas (3.75) y (3.77) y (3.78), respectivamente. Los términos P_{HR} y P_{HL} se formulan

$$P_{HR} = \sum_j \left(\frac{A_{Rj}}{k_{Rj}} \right)^2 \left(\frac{u}{w} \right)_j^2 \left[1 + \frac{\alpha^2}{2} \left(\frac{u}{w} \right)_j^2 \right] \quad (3.81)$$

$$P_{HL} = \sum_j \frac{\alpha^2}{2} \left(\frac{A_{Lj}}{k_{Lj}} \right)^2 \quad (3.82)$$

El término α de las fórmulas (3.79), (3.81) y (3.82) es la razón H/V de las fuerzas puntuales L_H/L_V . Utilizando las fórmulas (3.79) y (3.80), las razones H/V de las ondas superficiales $(H/V)_S$, de las ondas Rayleigh $(H/V)_R$ y la razón de amplitudes del movimiento horizontal entre las ondas Rayleigh y Love pueden escribirse

$$\left(\frac{H}{V} \right)_S = \left(\frac{P_{HS}}{P_{VS}} \right)^{1/2} \quad (3.83)$$

$$\left(\frac{H}{V} \right)_R = \left(\frac{P_{HR}}{P_{VR}} \right)^{1/2} \quad (3.84)$$

$$\frac{R}{L} = \left(\frac{P_{HR}}{P_{HL}} \right)^{1/2} \quad (3.85)$$

Para el cálculo de las razones $(H/V)_S$ y $(H/V)_R$ utilizando las ecuaciones (3.83) y (3.84) se necesitan los valores de α o de R/L junto con el modelo de suelo. Este planteamiento es similar al de Nakamura (1996) a partir de las expresiones (3.56) y (3.58) y al de Konno y Ohmachi (1998) a partir de (3.67), es decir se precisa información adicional de la composición de las ondas superficiales (cuántas y qué ondas Rayleigh y Love las componen).

Arai y Tokimatsu plantearon obtener esta información de registros de microtemores. Para ello aplicaron el análisis espectral F-k (frecuencia-Nº de ondas) (Capon, 1969) y el análisis SAC (Autocorrelación Espacial) (Haddon y Cleary, 1974) en 3-D a registros de microtemores en una red de cuatro emplazamientos en Japón. Así calcularon la razón espectral de las amplitudes entre ambos movimientos utilizando ambos métodos $(R/L)_{F-k}$ y $(R/L)_{SAC}$ y promediando los registros realizados cada tres horas a lo largo de 24 horas. Ambas razones se mostraron muy estables a lo largo del día y muy similares entre sí, con valores entre 0.4 y 1.0 en un rango de periodos de entre 0.1 y 5.0 s (Figura 3.27). Estos valores son comparables con los obtenidos con el método SAC por otros autores. Por ello asumieron que la razón R/L para las razones $(H/V)_S$ y $(H/V)_R$ era 0.7 para todo el rango de frecuencias.

Como ya se ha indicado, no hay una única definición para la razón espectral H/V (como la indicada para el trabajo de Fäh et al. (2001) a partir de (3.72)). Así, Arai y Tokimatsu modificaron la definición utilizada habitualmente para la razón H/V de los microtemores, presentada en otros trabajos, bajo la asunción de que su composición principal eran ondas Rayleigh ya que habían encontrado evidencias de que el ajuste entre las razones espectrales H/V teóricas de las ondas Rayleigh y las de los microtemores (3.86) era limitado $(H/V)_R \neq (H/V)_{mR}$.

$$\left(\frac{H}{V} \right)_{mR} = \frac{(S_{NS} S_{EW})^{1/2}}{S_{UD}} \quad (3.86)$$

Esta limitación de (3.86) se llevó a definir una nueva razón espectral H/V de microtremores considerando que éstos estaban compuestos por ondas superficiales a partir de la ecuación (3.83) y cumpliendo la condición $(H/V)_{mS} = (H/V)_S$.

$$\left(\frac{H}{V}\right)_{mS} = \frac{(S_{NS}^2 + S_{EW}^2)^{1/2}}{S_{UD}} \quad (3.87)$$

En la figura 3.28 se muestran las razones H/V de los espectros de microtremores $(H/V)_{mR}$ calculados a partir de la ecuación (3.86), las del modo fundamental de las ondas Rayleigh para el modelo de suelo considerado y las de la composición de varios modos Rayleigh para el mismo suelo $(H/V)_R$ y $(H/V)_{R0}$. A la vista de los resultados se observa que en los emplazamientos A y B la variación del espectro calculado para $(H/V)_{R0}$ se ajusta bien al observado $(H/V)_{mR}$ no siendo el ajuste tan bueno en otros emplazamientos.

También se observa que, en algunos intervalos, los valores obtenidos en la modelización con ondas Rayleigh eran menores que los observados para los microtremores ($(H/V)_R < (H/V)_{mR}$). Esta diferencia podría deberse a la definición de la razón H/V de los microtremores $(H/V)_{mR}$ dada en la ecuación (3.86). Cuando se considera la razón $(H/V)_{mS}$ definida en la ecuación (3.87) para los emplazamientos, el ajuste entre valores teóricos y experimentales mejora. En los cálculos realizados en (3.87) para $(H/V)_S$ se ha considerado que la razón de amplitudes entre los movimientos horizontales de las ondas Rayleigh y Love era de 0.7 para los periodos del intervalo considerado.

Una vez demostrado que los espectros H/V de microtremores podían ajustarse de forma aceptable a partir de las razones H/V sintéticas de ondas superficiales, la cuestión pendiente era conocer si estas razones representaban también de forma adecuada la respuesta de los emplazamientos a la incidencia de ondas de cizalla. El análisis de sensibilidad hecha en los modelos de Arai y Tokimatsu (2004) mostró la utilidad de las razones espectral es H/V de microtremores para, a partir de métodos de inversión, estimar los perfiles verticales de ondas de cizalla.

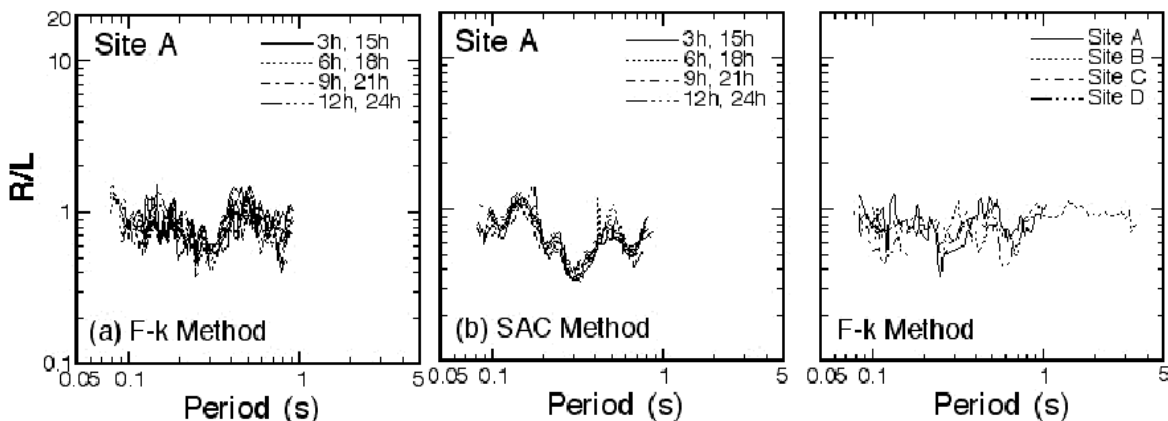


Figura 3-27. Resultados del análisis F-k y SAC realizados por Arai y Tokimatsu (2000) de los microtremores medidos en varios emplazamientos en Japón. Las dos primeras figuras representan los promedios calculados en el emplazamiento A con ambos métodos. La figura de la derecha muestra los datos del método F-k de los cuatro emplazamientos del estudio.

Los resultados de los trabajos de Arai y Tokimatsu (2000 y 2004) y los analizados previamente sobre las bases físicas de los microtremores y el significado del método H/V, permiten sacar una serie de conclusiones acerca del estado de conocimiento sobre estas vibraciones:

1. Los modos superiores de las ondas Rayleigh tienen una contribución importante en el espectro H/V de microtremores en el rango de frecuencias donde las funciones de respuesta se ven influidas por dichos modos.
2. Los espectros H/V de ondas Rayleigh, con la inclusión de modos superiores, se ajustan adecuadamente a los de microtremores, si bien los niveles de amplificación obtenidos son menores.
3. Cuando se incorpora la contribución de las ondas Love a los espectros H/V de las ondas superficiales, éstas representan bien las de los microtremores.
4. Pueden estimarse los espesores y velocidades de ondas cizalla en las capas de suelo utilizando los espectros H/V de microtremores.

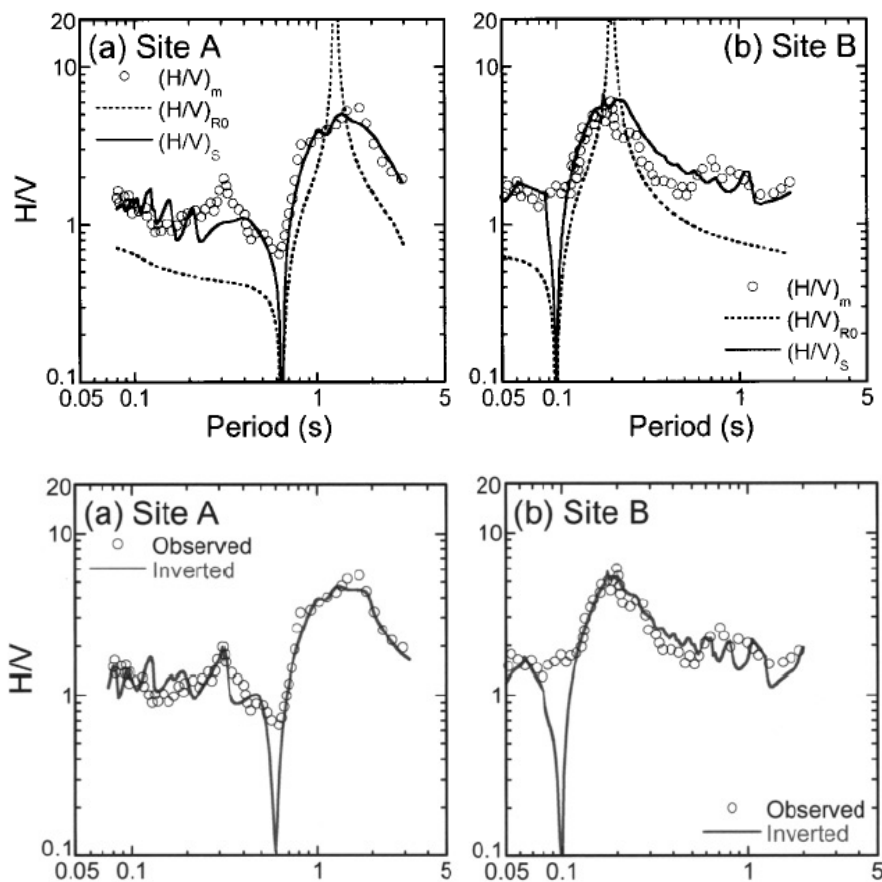


Figura 3-28. Razones espectrales experimentales y teóricas calculadas en dos emplazamientos del estudio. Las figuras superiores representan las razones de los microtremores y los del modo fundamental y superposición de modos Rayleigh. Las inferiores muestran idénticas razones experimentales y las teóricas correspondientes a las calculadas con las ondas superficiales (Rayleigh y Love) (Arai y Tokimatsu, 2004). Los círculos de las figuras coinciden para las superiores e inferiores, ya que corresponden a los valores de los microtremores medidos en el terreno. En las figuras superiores la línea continua gruesa representa la razón H/V de las ondas Rayleigh, incluyendo modos superiores. Esa misma línea, en las figuras inferiores incluye, además de las contribuciones de las ondas Rayleigh ya incluidas en las superiores, la contribución de las ondas Love, lo que lleva a un mejor ajuste (muy fino en algunos emplazamientos) con las razones H/V de microtremores.

3.5. ESTUDIOS COMPARATIVOS

Desde la publicación del método de Nakamura (1989), se han sucedido gran número de trabajos que han aplicado el método en alguna de sus variedades (microtrémores, movimiento débil, movimiento fuerte, razones teóricas...), junto con métodos considerados clásicos (SSR y GIT, principalmente).

Los resultados obtenidos en estos estudios no siempre han sido satisfactorios, si bien en muchos de ellos se hacía una aplicación simplificada del método, sin comprobar la aplicabilidad de éste indicada en los trabajos de Nakamura (1989, 1996). Por ello es importante aclarar los resultados de estos estudios a la luz del método en su formulación completa, ya que las limitaciones indicadas por los autores respecto al mismo pueden ser realmente limitaciones de dichos autores para hacer una correcta aplicación del método.

Adicionalmente, se analizan no sólo los trabajos que han utilizado las razones espectrales H/V sino aquellos que con otros métodos han analizado la respuesta local del movimiento del suelo. Los datos aquí presentados no han de considerarse absolutos, únicamente pretenden mostrar que la proliferación de datos, opiniones y conclusiones en trabajos científicos no siempre representan la “verdad científica”, a veces sólo muestran que también en ciencia pueden existir modas.

Además de los trabajos referenciados en los apartados precedentes del Capítulo 3, que aportaban formulaciones teóricas o estudios experimentales necesarios para el desarrollo del método propuesto en esta Tesis, se han revisado varios centenares de trabajos, principalmente de estudios experimentales, producidos por la aplicación del Método de Nakamura o algunas de sus variedades. A continuación se presentan 66, que se han considerados los más importantes a la hora de mostrar la realidad de la aplicación del método y sus ventajas e inconvenientes. Son en su mayoría trabajos publicados en las publicaciones más relevantes internacionalmente de Sismología e Ingeniería Sísmica (47 de los mismos se publicaron en el BSSA). Estos trabajos se presentan ordenados alfabéticamente.

Finalmente y aunque pueda parecer anecdótico, uno de los principales problemas que se encuentran cuando se realiza una revisión de gran número de artículos en publicaciones internacionales, es identificar los métodos utilizados por los autores a partir de las siglas que ellos indican. Por ello, en los diferentes trabajos, cuando los autores denominan a las técnicas ya definidas y presentadas en esta Tesis con siglas distintas, éstas se recogen entre paréntesis a continuación del acrónimo habitual, indicando el significado de las mismas.

3.5.1. Resultados

Aguirre e Irikura (1997) encontraron que las razones espectrales H/V se veían alteradas por la ocurrencia de sismos con movimiento fuerte del suelo, lo que permitía evaluar el riesgo asociado a la posible licuefacción de los suelos a partir de las variaciones de estas razones.

Al-Shukri et al. (1995) encontraron que, evaluando la respuesta local con redes de pequeña apertura, la existencia de llegadas con longitudes de ondas similares al tamaño de la red producía evaluaciones erróneas de los niveles de amplificación esperables.

Al Yuncha y Luzón (2000) analizaron la aplicabilidad del HVSR a registros de explosiones comparándola con el IBEM (Indirect Boundary Element Method), encontrando que los resultados sólo pueden considerarse aceptables si existe un contraste de impedancias mecánicas suave entre el basamento y la capa sedimentaria.

Atkinson y Cassidy (2000) estudiaron un nuevo método de evaluación de la amplificación local a partir de registros de sismogramas, mediante el análisis de los espectros de las ventanas de las llegadas de las ondas S y las condiciones geológicas locales, planteando que este método había de refinar los resultados obtenidos con el HVSR, ya que éste

aportaba un nivel mínimo de amplificación esperable y por tanto el mínimo del nivel riesgo sísmico del área.

Beresnev y Wen (1996) analizaron las razones espectrales H/V entre emplazamientos sedimentarios y rocosos utilizando movimiento fuerte del suelo y concluyeron que para frecuencias por debajo de 10 Hz el ajuste era aceptable, produciéndose divergencias importantes para frecuencias mayores.

Biswas et al. (2003) encontraron, en la zonación sísmica del área de Anchorage (Alaska) afectada por el terremoto de 1968, que las amplificaciones obtenidas con el HVSR de microtemores se ajustaban en cierto intervalo de frecuencias a las del SSR.

Bodin et al. (2001) estudiaron en el área de Memphis la distribución del periodo propio con la profundidad a partir de las razones H/V de microtemores y obtuvieron una estimación del perfil vertical de la velocidad de ondas S. Las discrepancias con valores obtenidos anteriormente con otros métodos geotécnicos indicaron la necesidad de profundizar en la aplicabilidad del método.

Bonilla et al. (1997) compararon los resultados del análisis de la función de transferencia de ondas S, del factor de amplificación de ondas de coda y de la razón H/V de terremotos para las réplicas del terremoto de Northridge de 1994. Encontraron que los valores para los dos primeros métodos eran similares mientras que los del método HVSR diferían, estando dentro del intervalo de factor de confianza de 1.5 indicado por Field y Jacob (1995).

Bonilla et al. (2002) encontraron en la aplicación del HVSR a registros en sondeos que la asunción de la transparencia de las capas superficiales a las componentes verticales del movimiento del suelo no era tal, al menos, en el emplazamiento concreto del estudio (Garner Valley, California).

Boore y Joyner (1997) analizaron las amplificaciones en emplazamientos rocosos calculadas a partir de registros en sondeos y medidas de velocidades de propagación de ondas de cizalla en la corteza, obteniendo valores de amplificación para suelos, a partir de las de emplazamientos rocosos, situados entre 2.4 y 2.7, dependiendo de la clasificación NEHRP (National Earthquake Hazard Response Profile).

Brown et al. (2002) compararon análisis realizados con métodos SASW y medidas en sondeos en 10 emplazamientos para calcular los perfiles de ondas de cizalla en California, encontrando un buen ajuste entre ambos métodos.

Cárdenas y Chávez-García (2001) encontraron a partir del análisis HVSR que la respuesta dinámica de emplazamientos concretos se veía afectada por el efecto SSI (Soil Structure Interaction).

Castro et al. (1997) utilizaron el HVSR y lo compararon con las razones espectrales clásicas (SSR) para registros de movimiento fuerte en el área de Friuli, Italia. Los resultados indicaron que cuando los registros no incluían ondas superficiales se obtenían buenos resultados. Sin embargo, cuando existían dichas ondas estos resultados no se ajustaban adecuadamente (resultados similares a los de Lermo y Chávez-García, 1993).

Castro et al. (2000) aplicaron el HVSR a la respuesta local de la presa El Infiernillo en México y encontraron que, con respecto a otros métodos, daba una mejor estimación de la frecuencia principal de la respuesta aunque con niveles de amplificación que subestimaban los obtenidos con aquellos otros.

Çelebi (1999) analizó el patrón de daños del terremoto del 28 de junio de 1998 en Adana (Turquía) y obtuvo que las amplificaciones obtenidas con el HVSR, junto con las deficiencias constructivas de la mayoría de las estructuras afectadas, representaban de forma adecuada los daños producidos.

Coutel y Mora (1996) indicaron, en la zonación del área de Brisbane (Australia), el buen ajuste obtenido con el método de Nakamura con anteriores estudios con métodos clásicos, si bien manifestaron la necesidad de profundizar en su aplicabilidad.

Chávez-García et al. (1999) encontraron ajustes aceptables entre los resultados del SSR y HVSR en el análisis de efectos laterales en Parkway (Nueva Zelanda).

Chávez-García et al. (2002) confirmaron, contra las expectativas iniciales (Chávez-García et al., 1999), los resultados obtenidos para la respuesta local de los estudios realizados en Parkway (Nueva Zelanda).

Delgado et al. (2000) aplicaron el HVSR, de forma similar a Ibn-von Seht y Wohlenberg (1999), para determinar el espesor de suelos blandos en la Vega Baja del río Segura en Alicante y obtuvieron buenos resultados (con rangos de validez del 85-90 %) cuando el contraste de impedancias entre la capa de suelo y el basamento rocoso era suficientemente alto.

Ferrito (1996) concluyó que si bien los microtemores permitían investigar la variación de la respuesta local, era preciso hacer un seguimiento a lo largo del tiempo (con sucesivas campañas de medida) para validar los resultados. Igualmente indicó que era muy recomendable contar con medidas en un emplazamiento de referencia para determinar si habían de hacerse correcciones a los resultados de los emplazamientos evaluados.

Finn y Ventura (1996) hicieron un repaso de los últimos avances en las técnicas de microzonación sísmica y mencionaron como un método emergente de especial interés el método de Nakamura, que había sido aplicado en la zonación de un tramo del ferrocarril Southern Pacific en el Valle de San Fernando (California). Los resultados del estudio se ajustaron bien a la experiencia de los daños con descarrilamientos ocurridos durante el terremoto de Northridge de 1994.

Frischknecht y Wagner (2004) simularon numéricamente en 2D la respuesta local de los sedimentos profundos de valle del Rhône (Suiza) para la incidencia de ondas SH y SV. La geometría subsuperficial de la cuenca era irregular, por ello modelizaron tres perfiles transversales del valle para determinar las variaciones de respuesta debidas a las asimetrías de la cuenca. Compararon modelos en 1D y 2D y obtuvieron que, para el modelo 2D, los valores de amplificación eran de hasta el doble que los del modelo 1D. El factor de amplificación variaba en función de la sección utilizada, lo que producía una fuerte dependencia de la amplificación con el ángulo de incidencia de las ondas S. Sus resultados indicaron que la respuesta esperable en estrechas cuencas sedimentarias depende fuertemente de la simetría de las mismas.

Gamal y Ghoneim (2003) utilizaron el HVSR de microtemores para extender la zonación sísmica de la ciudad de El Cairo, aplicándolo tanto a suelos como a estructuras y obtuvieron buenos ajustes entre los periodos propios de edificios, puentes y túneles calculados con HVSR y los métodos analíticos de cálculo estructural, indicando además la facilidad y bajo coste de aplicación del método.

Havenith et al. (2002) estudiaron la respuesta local en la zona de Ananevo (Kyrgyzstan), donde se produjo un gran deslizamiento de ladera inducido por un terremoto en 1991. Utilizaron varios métodos para caracterizar los factores de amplificación de las diferentes zonas del terreno, entre ellos el HVSR. Sus resultados mostraron mayores factores de amplificación en la cresta de los riscos que en las laderas adyacentes, lo que provocó el deslizamiento. Los datos del HVSR aportaron los mínimos valores de amplificación de todos los métodos utilizados, dando de nuevo un límite inferior para la estimación de riesgo.

Horike et al. (2001) analizaron la respuesta local calculada a partir de HVSR de microtemores y movimientos sísmicos utilizando dos redes sísmicas en configuración circular con diámetros de 5 y 0.5 km. Los resultados entre datos de ruido y sismos tuvieron un buen ajuste para la red de menor diámetro, no siendo igual para la red mayor. Las

razones H/V de microtemores representaban bien la forma del espectro pero los niveles de amplificación estaban por debajo de los correspondientes al movimiento del suelo.

Huang y Tseng (2002) usaron el método HVSR de Nakamura, en su formulación de 1996, para relacionar los niveles de amplificación dados por éste con los obtenidos con el método del potencial de licuefacción observados en zonas de Taiwán afectadas por el terremoto de Chi-Chi de 1999. Utilizaron los valores del índice de vulnerabilidad de suelos de Nakamura [el factor K de la ecuación (3.63)] y vieron que se ajustaban de forma adecuada a la distribución de la licuefacción producida por el movimiento sísmico.

Komak et al. (2002) utilizaron el HVSR de microtemores junto con registros sísmicos y modelizaciones numéricas utilizando información geotécnica para calcular la respuesta local en 50 emplazamientos en Irán. Los resultados del HVSR se ajustaron perfectamente con los del resto de métodos, dentro del rango de validez de los valores de los parámetros utilizados.

Kudo et al. (2002) utilizaron el método de registros de redes de microtemores (Aki, 1957) para evaluar la respuesta local de las zonas dañadas por el terremoto de Izmit de 1999. Disponían de registros del movimiento del suelo en emplazamientos rocosos, a partir de los que no podían calcular el comportamiento de las cuencas sedimentarias cercanas. El estudio permitió a partir del método SAC calcular la distribución de la velocidad de ondas de cizalla en las zonas sedimentarias del estudio.

Kuroiwa (2003) recogió, en su revisión de los métodos de control de los riesgos naturales, el HVSR de Nakamura y el índice de vulnerabilidad de suelos asociado como un método barato que aportaba información inicial para evaluar el riesgo sísmico en amplias zonas del territorio.

Lachet et al. (1996a) encontraron, en el estudio experimental de la microzonación de la ciudad de Salónica en Grecia, que las frecuencias propias calculadas con el HVSR de microtemores eran más estables que las calculadas con el HVSR de registros sísmicos.

Lachet et al. (1996b), profundizando en el estudio anterior, compararon las frecuencias de resonancia y los factores de amplificación obtenidos con tres métodos: el SSR, el HVSR de registros de terremotos y el HVSR de microtemores. Encontraron que los espectros se ajustaban de forma adecuada pero los niveles de amplificación calculados con ambos métodos HVSR eran menores que los del SSR. También compararon la distribución de daños y las condiciones geológicas de diversas zonas de la ciudad con los niveles de amplificación calculados y de nuevo encontraron que los dos métodos HVSR representaban de forma adecuada los daños reales.

Liu et al. (2000) analizaron mediante varios métodos, incluido el registro de microtemores, los perfiles de velocidades de ondas Rayleigh en Garner Valley (California), para determinar a partir de éstos las velocidades de ondas de cizalla y los niveles de amplificación utilizando métodos de registro en superficie, frente al uso de registros en sondeos. Obtuvieron buenos resultados, ya que encontraron que la velocidad de las ondas Rayleigh estaba fuertemente condicionada por la velocidad de ondas S.

Louie (2001) utilizó los microtemores, junto con análisis de ondas superficiales usando dos métodos diferentes (SASW y MASW – Spectral y Multichannel Analysis of Surface Waves), para calcular los perfiles de velocidades de ondas S en dos emplazamientos en EE.UU. Sus resultados indicaron que utilizando registros de microtemores realizados cada 200 m, se obtenía el perfil de velocidades con ajustes del 80% hasta una profundidad de unos 100 m.

Malagnini et al. (1993) analizaron registros de microtemores realizados en el valle del río Garigliano, en Italia, con el método de autocorrelación espacial (SAC) en el dominio de la frecuencia, obteniendo que este ruido sísmico tenía naturaleza dispersiva y estaba dominado principalmente por ondas Rayleigh. Compararon el promedio de las razones espectrales

calculadas en dos emplazamientos con registros de movimientos débil y obtuvieron un buen ajuste con la función de transferencia teórica calculada para la misma área.

Malagnini et al. (2004) estudiaron registros en un área cercana a Venecia (Italia) para evaluar un posible efecto local absoluto. Para ello utilizaron análisis de ondas de coda y razones espectrales H/V de registros sísmicos en un intento de evaluar la respuesta local utilizando información de la fuente y el medio. Los resultados indicaron: a) Los emplazamientos rocosos distorsionaban de forma importante los espectros, b) razones espectrales planas en emplazamientos rocosos podían no significar la ausencia de efectos locales, no representando el comportamiento local absoluto y c) amplificaciones locales en emplazamientos sedimentarios calculadas con el SSR podían deberse a procesos de desamplificación de los espectros del emplazamiento de referencia para altas frecuencias.

Margheriti et al. (2000) estudiaron los registros de banda ancha en un equipo situado en un sondeo en el Valle del Po (Italia), junto con otro instalado temporalmente en superficie para estudiar los posibles efectos locales del emplazamiento. Utilizaron el HVSR tanto de registros sísmicos como de microtremores, calculando la frecuencia propia del emplazamiento y comparándola con resultados teóricos utilizando modelos 1D. La frecuencia propia coincidió para dos de los métodos (modelo 1D y HVSR de microtremores), aunque el HVSR no mostraba los modos superiores y su nivel de amplificación era menor (un 20% menor). Adicionalmente aplicaron el SSR a registros de microtremores no obteniendo un buen ajuste en sus resultados.

Milana et al. (1996) utilizaron técnicas espectrales y de redes para estudiar las características vibratorias de los microtremores en áreas urbanas de Italia Central y relacionarlas con las propiedades de las estructuras geológicas superficiales. Sus objetivos principales eran: a) medir la frecuencia fundamental de los microtremores y analizar su relación con la litología, b) identificar fuentes de microtremores a partir del análisis de su velocidad de propagación y c) estudiar la dispersión de las ondas Rayleigh para conocer su dependencia con los espesores y las propiedades geotécnicas de las capas de suelos superficiales. Sus resultados indicaron que la utilización de redes de registro de microtremores aportaba mejores resultados en el análisis de este tipo de vibraciones, dando mejor y más útil información para la microzonación sísmica del territorio.

Molnar et al. (2004) estudiaron la respuesta local de varios emplazamientos en Victoria (Columbia Británica, Canadá) durante el terremoto de Nisqually de 2001, analizando la frecuencia de resonancia y los espesores de los suelos. Utilizaron métodos SSR y HVSR con registros de movimiento débil y encontraron que para emplazamientos con recubrimientos finos (de menos de 3 metros) la respuesta era principalmente plana, mientras que para estratos de entre 5-11 metros de espesor aparecían amplificaciones de valores hasta de 6. Las modelizaciones numéricas realizadas para dichos suelos utilizando la metodología NEHRP en 1D se ajustaron muy bien a los valores calculados.

Montalvo-Arrieta et al. (2002) calcularon los promedios de las razones espectrales utilizando el SSR en varios emplazamientos alrededor de Ciudad de México, para determinar un “emplazamiento de referencia virtual” que promediara la respuesta de emplazamientos de referencia que habían sido utilizados como emplazamientos absolutos en diferentes épocas. Este método permitía considerar los efectos locales de formaciones geológicas locales en la respuesta general del área.

Morikawa et al. (2004) propusieron un nuevo método de autocorrelación espacial (SAC o SPAC) que permitía disminuir el número de estaciones de registros para calcular la estructura subsuperficial, lo que implicaba la disminución del equipamiento y del personal necesario y por tanto su coste asociado. Plantearon un método denominado SPAC de dos sitios (2sSPAC) y lo aplicaron al registro de microtremores comparándolo con los métodos habituales. Los resultados mostraron un buen ajuste en el rango de frecuencias de los emplazamientos estudiados.

Mucciarelli et al. (2003) compararon las razones espectrales HVSR de vibraciones producidas por el hombre y registros sísmicos registrados a lo largo de dos años (674 y 132, respectivamente) en un emplazamiento sedimentario de morfología geológica simple y conocida. Los promedios de ambos análisis aportaron frecuencias propias y factores de amplificación muy similares. La principal novedad de este estudio era la utilización de registros generados a partir de disparos de los equipos por acciones humanas, con contenidos de ondas diferentes a los sismos registrados y a los microtemores, aportando evidencias de las conocidas limitaciones del HVSR cuando los registros incluyen importantes cantidades de ondas Rayleigh.

Nakamura et al. (1995) presentaron un método para evaluar la estabilidad de las pilas y cimentaciones de los puentes y viaductos de las líneas de ferrocarril utilizando registros de microtemores. Alteraciones de las características geométricas y resistentes de los diferentes elementos de las estructuras producirían modificaciones en la respuesta dinámica de las mismas, detectables mediante espectros de registros en puntos concretos. Realizaron medidas experimentales y presentaron una base teórica del método que aportaba índices de vulnerabilidad de estructuras, base de los presentados por el autor principal en 1996.

Nakamura et al. (2000) realizaron un detallado estudio en el área del terremoto de Kobe de 1995 a lo largo de un año, comenzando un mes después del terremoto. Las frecuencias y factores de amplificación calculados y los índices de vulnerabilidad obtenidos para las diferentes áreas mostraron que el patrón de daños asociado al sismo del 16 de enero de 1995 se debía específicamente a los efectos locales de los emplazamientos.

Noack y Fäh (1999) presentaron la microzonación de la ciudad de Basilea en Suiza basada en resultados de sondeos, estudios de niveles freáticos y razones H/V de microtemores. El profundo conocimiento de las condiciones geológicas de la ciudad llevó a establecer la microzonación en función de siete parámetros geológicos: consolidación de las gravas, tipo de sedimentos cuaternarios, espesor de éstos, variaciones laterales del espesor, potencial de licuefacción y dos más asociados a sedimentos pre-cuaternarios y a la falla de Rhinegraben.

O'Connell y Ake (2000) recogieron en una extensa revisión de los métodos de estimación de riesgo sísmico, con motivo de la International Decade of Natural Disaster Reduction (IDNDR), la validez del HVSR tanto de registros sísmicos como de microtemores como métodos para una estimación inicial de la respuesta local del movimiento del suelo.

Ohuri et al. (2002) compararon los métodos de frecuencia-Nº de ondas (F-k) y de autocorrelación espacial (ESAC) para diferentes configuraciones de redes de microtemores y encontraron que el ESAC proporcionaban mejores estimaciones de la distribución vertical de velocidades de ondas S hasta profundidades de unos 43 metros, independientemente de la distribución de las estaciones de la red. Igualmente obtuvieron datos de la dispersión de las ondas Rayleigh de los microtemores de corto periodo que se ajustaban bien a los calculados teóricamente.

Özel et al. (2002) estudiaron la respuesta local de un barrio de Estambul (Turquía), el más afectado por el terremoto de Izmit de 1999, utilizando tanto HVSR de microtemores y registros sísmicos como SSR (llamado por los autores CSR – Clasical Spectral Ratios), aplicándolos a emplazamientos de suelos y estructuras. Obtuvieron buenos resultados en la correlación de amplificaciones y patrón de daños y un buen ajuste entre las tres técnicas utilizadas.

Parolai et al. (2000) aplicaron varias técnicas experimentales (GIT, SSR y HVSR de terremotos) para el estudio de la respuesta local y su aplicación a la microzonación sísmica. Realizaron una detallada comparación con métodos numéricos y encontraron un buen ajuste entre ellos, pese a que el HVSR aportó niveles de amplificaciones menores. Adicionalmente, encontraron que con el uso del método GIT necesitaban disponer de información del factor de calidad Q al realizar la estimación del término de la fuente.

Parolai et al. (2002) utilizaron el HVSR de microtremores en el área de Colonia (Alemania) y compararon las frecuencias propias con las derivadas del cálculo para 32 emplazamientos en que se conocían bien sus espesores y propiedades de los recubrimientos. Obtuvieron un buen ajuste y derivaron una relación entre las frecuencias medidas con el HVSR y el espesor de la capa sedimentaria y otra para la distribución de la velocidad de las ondas de cizalla con la profundidad. Como aplicación práctica clasificaron el subsuelo del área de Colonia utilizando las mencionadas relaciones.

Parolai et al. (2004) desplegaron una red temporal para el registro de las réplicas del terremoto de Izmit (17-08-1999) en Turquía. Con 262 registros sísmicos estudiaron la respuesta local del área utilizando el método GIT y el HVSR de microtremores y registros sísmicos. Los resultados se mostraron consistentes en las formas de los espectros (frecuencias principales) si bien los niveles absolutos de amplificación no coincidían de forma general. Hay que destacar que utilizando las razones H/V del ruido pre-evento, obtuvieron no sólo la frecuencia del modo fundamental, sino también las de modos superiores. Los niveles de amplificación de los HVSR siempre eran menores que los del GIT. También encontraron amplificaciones de hasta 5 veces en estaciones situadas sobre topografías complejas aplicando GIT, no obteniéndose siempre valores similares en los resultados HVSR (ni de microtremores ni de registros sísmicos).

Pavlenko e Irikura (2002) estudiaron registros del terremoto de Kobe (1995) y su primera réplica para evaluar el potencial de licuefacción de suelos en la red de registro vertical de Port Island. Encontraron que en la capa situada entre los 0 y 13 metros, el módulo de cizalla descendió entre un 80 y un 90 % de su valor inicial debido al movimiento fuerte del suelo del terremoto principal, recuperándose al cabo de 3-5 minutos cuando disminuyó la intensidad de la sacudida. En otros puntos y en otros intervalos de profundidades estas variaciones del módulo de cizalla se situaron entre el 50 y el 80 %. Los autores concluyeron en la necesidad de disponer de perfiles de velocidades de cizalla o de redes verticales de registro para poder prever el comportamiento de los suelos frente a terremotos esperables.

Pratt et al. (2003) modelizaron la respuesta de la cuenca de Seattle utilizando registros del terremoto de Chi-Chi ($M_w=7.6$), dos terremotos locales y cinco explosiones controladas. Encontraron amplificaciones, mediante el SSR, de entre 8 a 16 veces la esperable en los límites rocosos de esta alargada cuenca. El motivo de utilizar registros del terremoto de Chi-Chi se debía al alto contenido de ondas S existentes en ellos. Los autores establecieron cuatro posibles contribuciones para las amplificaciones obtenidas: a) amplificación debida a la resonancia de la capa de sedimentos debido a la baja impedancia del estrato, b) focalización de ondas debido a la forma de la cuenca o las estructuras situadas bajo ella, c) interferencia constructiva de ondas directas y reflejadas en los extremos de la cuenca y d) extensa permanencia en el tiempo de fases de ondas superficiales de amplitudes importantes. Con los datos disponibles no pudieron determinar el grado de influencia de cada uno de ellos, si bien consideraron que la variación de la amplificación con el tiempo apuntaba a que era el efecto de las ondas superficiales el que tenía mayor contribución en la respuesta final.

Rodgers y McCallen (2003) estudiaron la respuesta local del valle de Las Vegas utilizando registros de terremotos y explosiones nucleares mediante el método SSR, encontrando que las respuestas calculadas para sismos y explosiones eran coincidentes y que la respuesta general estaba condicionada por la profundidad del basamento y el perfil de velocidades de ondas de cizalla del área.

Satoh et al. (2001a) estudiaron las respuestas locales obtenidas a partir de ondas P, S, ondas coda y microtremores utilizando registros de 20 estaciones en la cuenca Sendai, en Japón. Aplicaron el método SSR (HHRs), HVSR (HVRs) y un método modificado, llamado VVRs (razones espectrales entre componentes verticales de emplazamientos y estación de referencia). Utilizaron 43 registros de movimiento fuerte del suelo que dividieron en cinco intervalos de llegadas: onda P, coda temprana de onda P, onda S,

coda temprana de onda S y coda tardía de onda S. Además, utilizaron registros de microtemores. Sus principales resultados pueden resumirse en: a) el HVRs de las ondas P y sus ondas de coda no se ajustaban bien, aunque los de coda sí lo hacían con los de microtemores en emplazamientos de suelos blandos; b) por debajo de 3 Hz el HVRs de la coda inicial de ondas S mostraba un buen ajuste con el de microtemores, mostrándose casi idéntica a la de la coda final de ondas S en la mayoría de suelos blandos. Por otro lado el HVRs de ondas coda S se ajustaba bien al de ondas S en emplazamientos rocosos y de suelos duros; c) los HHRs y VVRs de las ondas coda S iniciales eran mayores que las de ondas S para emplazamientos de suelos blandos; d) los HHRs de las ondas S no se ajustaban a los HVRs de microtemores ni de ondas S; e) el uso en las modelizaciones de estructuras sedimentarias superficiales únicamente, hacía que los HHRs de las ondas S y el HVRs del modo fundamental de las ondas Rayleigh no representaran los HVRs de microtemores, a excepción de algunos picos de altas frecuencias; f) utilizando estructuras sedimentarias profundas obtuvieron buenos ajustes entre los HVRs de microtemores y del modo fundamental de ondas Rayleigh y entre los HVRs teóricos de incidencia oblicua de ondas SV y los HVRs observados de ondas S, especialmente en las frecuencias de resonancia. Los HHRs teóricos de ondas S se ajustaron bien a las observadas, aunque no excesivamente con las de los microtemores.

Sato et al. (2001b) estudiaron la estructura de la velocidad de ondas S en la cuenca de Taichung para conocer la respuesta local de dicha área tras los daños producidos por el terremoto de Chi-Chi de 1999. Para ello desplegaron redes de microtemores en 4 emplazamientos y realizaron medidas aisladas de microtemores utilizando estaciones aisladas en 48 sitios alrededor de la mencionada cuenca. Utilizaron el análisis de inversión de ondas Rayleigh a partir de redes de microtemores y el análisis HVSR de ondas Rayleigh. Con estos datos estimaron la profundidad del basamento rocoso en 5-6 km. El perfil de velocidades de cizalla variaba de 1100 m/s en el centro de la cuenca hasta unos 400 m/s en los límites de la misma. Estas estructuras de velocidad representan adecuadamente las llegadas de ondas P y S observadas en el área para las réplicas del terremoto de 1999.

Schindwein y Koch (2003) utilizaron análisis de microtemores y registros sísmicos, con estaciones aisladas y redes, usando el SSR (TSR – Traditional Spectral Ratios) y el HVSR (HVRs) para evaluar la respuesta local de 25 emplazamientos del Sistema Sísmico Experimental de Alemania. Únicamente encontraron grandes amplificaciones en 3 emplazamientos, mientras que un buen número de sitios mostraban amplificación por debajo de un factor 10. Sus resultados indicaron que un buen ajuste de los parámetros locales (variación espacial de los espectros, principalmente) permitiría realizar posteriores estudios utilizando menor número de estaciones, sin disminuir la exactitud de los resultados.

SESAME (2002), último informe publicado por el grupo del proyecto de la UE para el estudio de los efectos locales usando microtemores, profundizaba en los diferentes elementos de influencia en la evaluación de las amplificaciones producidas por el movimiento sísmico. Así, repasaba detalladamente el tipo de instrumentación utilizable en los registros de microtemores; la codificación, identificación y la información incluida en los encabezados de los registros (desarrollo de un estándar similar a SAC); el procesado de los datos (programado en Fortran) y su postproceso (desarrollado en Java); la interface de presentación de resultados; el diseño de las bases de datos de los registros disponibles (registros de microtemores, de registros sísmicos y patrones de daños asociados); configuraciones de las redes y sistemas de control; normalización de los algoritmos de inversión para el cálculo de perfiles de velocidades e identificación de fuentes de microtemores y métodos de simulación numérica.

Spudich et al. (1996) analizaron los efectos de amplificación asociados a la topografía en el terremoto de Northridge (1994), en el emplazamiento de un acelerómetro que registró una aceleración pico de 1.78 g a 6 km del epicentro del sismo, desplegando una red de

21 sismógrafos para registrar las réplicas del mismo. La inversión de los registros de estas réplicas proporcionó una buena estimación de la frecuencia de resonancia de la colina aunque no del nivel de amplificación. Las conclusiones apuntaban a variaciones de la velocidad de ondas superficiales entre el emplazamiento de Tarzana y los circundantes.

Toshinawa et al. (1997) realizaron la evaluación de la respuesta local del área de Christchurch (Nueva Zelanda), con datos de registros sísmicos del terremoto de Arthurs Pass de 1994, microtemores y cuestionarios de intensidad sísmica realizados tras dicho sismo. Utilizaron los datos de registros sísmicos para validar los de los cuestionarios y completaron el análisis donde no se disponía de ninguno de los anteriores con registros de microtemores. Las amplificaciones con registros sísmicos se calcularon con el método SSR y las de microtemores con el HVSR. Los resultados de ambos análisis mostraron un buen ajuste, teniendo en cuenta la dispersión de los datos debido al número limitado de registros. Los cuestionarios de intensidad sísmica mostraron una variación importante de la respuesta local en el centro de la ciudad, comportamiento que también se reflejaba, en la mayoría de las zonas, con los resultados de los análisis de registros sísmicos y microtemores.

Trifunac y Todorovska (2000) compararon la distribución de periodos propios y factores de amplificación de registros de microtemores en el valle de San Fernando con la distribución de daños producidos por el movimiento fuerte del suelo del terremoto de Northridge de 1994. Encontraron que no se podía hacer una comparación directa entre los datos de respuesta debida a los microtemores y los obtenidos a través del cartografiado de los daños, proponiendo profundizar en las bases teóricas del método HVSR.

Uçkan et al. (2002) utilizaron medidas de ruido ambiente para evaluar la respuesta sísmica del viaducto de Mustafa Inan, estructura que sufrió daños en el terremoto de Kocaeli (Izmit) del 17 de agosto de 1999 en Turquía. Encontraron tres modos distintos de respuesta en tres bandas de frecuencias perfectamente diferenciadas: a) hasta 1 Hz la respuesta era bien conocida y estaba condicionada por los momentos en las bases de las pilas y los cortantes en las propias pilas; b) entre 1-2 Hz. los daños se debían al desacoplamiento entre los movimientos entre las pilas centrales y las de los extremos y c) se mostró como característica más crítica la respuesta de los elastómeros aislantes dispuestos en la estructura. La modelización del viaducto con un programa de elementos finitos mostró la existencia de fuerzas mayores que las calculadas en el análisis lineal de las pilas centrales (las más altas).

Uebayasi (2003) planteó la utilización de las razones HVSR de microtemores para extender los resultados de modelos 2D de respuesta local a modelos 3D. Analizó registros de 51 estaciones situadas en una sección al norte de la cuenca de Osaka, en la zona de mayor complejidad geológica de la misma. Utilizó razones espectrales de microtemores de intervalo de periodos 1-5 s. Modelizó la estructuras mediante elementos finitos en 2D utilizando información de reflexión sísmica, redes de microtemores y datos de sondeos profundos. La extrapolación a 3D utilizando microtemores representó de forma adecuada la estructura calculada a partir de medidas gravimétricas, lo que indicó la utilidad del método para mejorar los resultados de modelos en 2D.

Wilson y Pavlis (2000), basándose en el análisis de más de 100.000 espectros obtenidos de las llegadas de las ondas P y S de 251 sismos locales registrados en la red de Piñon Flat (sur de California), obtuvieron que la respuesta local en dicha área, situada sobre un lecho rocoso de granodioritas meteorizadas, mostraba una alta variabilidad en distancias del orden de decenas de metros. Calcularon los espectros de respuesta de los emplazamientos de las 60 estaciones de tres componentes de la red, tanto para las ondas P como S. Los factores de amplificación calculados a partir de promedios de los diferentes espectros calculados para cada estación mostraron variaciones en el factor de

amplificación de hasta 10 en determinadas frecuencias. Comparando los valores obtenidos con los calculados a partir de las longitudes de Fresnel para las capas meteorizadas, encontraron un buen ajuste que representaba adecuadamente, debido a la difracción producida por el escatering en el basamento irregular, las variaciones de amplificación en cortas distancias tanto lateralmente como en profundidad.

Yang y Sato (2000) estudiaron las amplificaciones verticales registradas en algunos emplazamientos durante el terremoto de Kobe de 1995. Estas amplificaciones de factores entre 1.5 y 2.0 se determinaron a partir de registros en pozos en la red de Port Island. Plantearon que el mecanismo responsable de tal amplificación era la saturación incompleta de los suelos superficiales que produjeron la resonancia de ondas P y limitaron la propagación de las S. Modelizaron el fenómeno utilizando elementos finitos sólidos-fluidos acoplados y obtuvieron que los resultados se ajustaban adecuadamente al comportamiento registrado en Port Island.

Yu y Haines (2003) analizaron, profundizando en el estudio de Steidl et al. (1996), los requisitos y limitaciones de los emplazamientos rocosos elegidos como sitios de referencia para utilizarlos en el método de razones espectrales. Anteriores estudios hechos en la cuenca de Parkway, en Nueva Zelanda, produjeron factores de amplificación muy diferentes utilizando emplazamientos de referencia que distaban únicamente 2 km entre ellos. Con el fin de valorar los estudios previos, utilizaron 34 sismos registrados en 23 estaciones, 19 en suelos y 4 en roca, éstos en los bordes de la cuenca. Sus resultados indicaron que los resultados de los estudios previos eran reales, lo que significaba que existía una importante respuesta local asociada a los emplazamientos tomados como referencia. Esta diferencia se debía a la posible desamplificación producida en uno de ellos asociada a algunos, pero no a todos, los sismos registrados en él.

Zaslavsky et al. (2003) realizaron un estudio de respuesta local en los emplazamientos de una red de acelerómetros de movimiento fuerte del suelo mediante el promedio del HVSR de registros sísmicos. Para ello seleccionaron 10 emplazamientos de los 60 que integran la red de movimiento fuerte de Israel y estudiaron registros de aceleración, registros de velocidad de ondas de cizalla, sismos locales y regionales y registros de microtemores para el cálculo de las HVSR empíricas. Adicionalmente realizaron modelizaciones numéricas de las mismas HVSR, usando información geotécnica y geofísica del área. Sus resultados indicaron que las frecuencias propias y factores de amplificación obtenidas a partir de microtemores (de fácil obtención en cada emplazamiento), se ajustaban adecuadamente a los obtenidos con sismogramas, acelerogramas y los calculados numéricamente a partir de los datos de la geología subsuperficial.

3.6. CONCLUSIONES

Los desarrollos presentados y comentados en los apartados anteriores muestran los avances producidos en los últimos años en la reproducción teórica de los microtemores, considerando tanto su origen como su composición. Pese a las mejoras producidas en la física subyacente, aún quedan cuestiones pendientes acerca de los resultados obtenidos cuando se analiza este tipo de vibraciones y que producen resultados contradictorios dependiendo del estudio que se considere. Las principales cuestiones a debate son:

1. Los niveles de amplificación obtenidos con el método de la razón espectral H/V subestiman los obtenidos con otros métodos.
2. El método aporta información del modo fundamental de la capa de suelo y, dependiendo del estudio que se revise, también puede hacerlo de los modos superiores.

La primera limitación puede no ser una deficiencia del método, sino que puede tener su origen en la variación del contenido de ondas de los registros por la conversión de fases en los límites entre las diferentes capas (Parolai y Richwalski, 2004). Igualmente, las discrepancias en el segundo punto pueden deberse a las propias manipulaciones numéricas realizadas en el análisis de los registros (Albarello, 2001). Ambos puntos se analizan a continuación, cerrando la revisión de los estudios sobre los métodos de estimación de la respuesta local realizada en la presente Tesis.

Parolai y Richwalski (2004) estudiaron los desajustes entre los resultados obtenidos con el SSR y el HVSR (independientemente del tipo de ondas analizado) a partir de la premisa de que en determinadas condiciones la componente vertical se veía amplificada debido a la conversión de ondas, produciendo una disminución de la razón H/V. Las diferencias entre los resultados obtenidos con ambas técnicas pueden verse en la figura 3.29 en su aplicación a registros de las réplicas del terremoto de Izmit de 1999.

Además del método H/V los autores utilizaron el método de la Inversión Generalizada (GIT) (Field y Jacob 1995), como herramienta de comprobación, para separar las contribuciones de la fuente, el medio y el emplazamiento.

Ya que en general la amplificación en un emplazamiento de referencia puede considerarse la unidad, la aproximación GIT proporciona resultados parecidos a los obtenidos con el RSM. La figura 3.29 muestra un pico alrededor de 9 Hz en la componente vertical. Este pico no se encuentra ni en la componente horizontal ni en las razones H/V. Contra la lógica, las curvas de respuesta mencionadas muestran un máximo alrededor de 4.5 Hz. Estas observaciones coinciden tanto en la ventana de la onda P como en la de la S. La amplificación de la razón H/V concuerda con los resultados GIT para frecuencias por encima del máximo principal de la componente horizontal, pero los niveles disminuyen a partir de dicho punto.

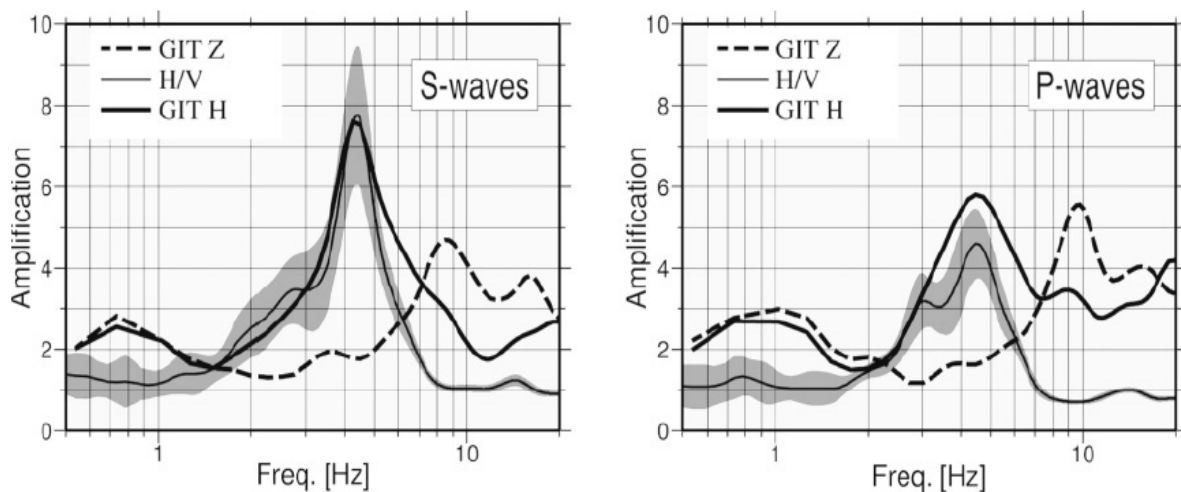


Figura 3-29. Curvas de respuesta local de una de las estaciones de la red temporal instalada para el registro de las réplicas del terremoto de Izmit (Turquía) de 1999. Estas curvas representaban el comportamiento dinámico de varias estaciones de la red. Las ventanas de las ondas P y S se tomaron de modo que la primera comenzaba 1 s antes de la llegada de la onda P y finalizaba 1 s después de la llegada de la S, mientras que la llegada de esta onda S contenía 10 s de registro comenzando 1 s antes de la llegada de éstas ondas. La línea negra fina muestra la razón H/V (la zona sombreada indica el intervalo de ± 1 desviación estándar), la discontinua los resultados de la inversión GIT de la componente vertical y la línea gruesa continuo idéntico resultado de la componente horizontal neta.

Las diferencias observadas entre las razones H/V y RSM fueron explicadas en estudios anteriores con dos argumentos principales: a) la presencia de ondas superficiales en la

ventana de la señal, si éstas se presentaban a bajas frecuencias (Castro et al., 1997) y b) por la existencia de ondas difractadas (Castro et al., 2000) ó ruido sísmico (Lachet et al., 1996) si ocurrían a altas frecuencias. Estos autores, sin embargo no justificaron sus explicaciones con modelo alguno.

Los datos de sondeos utilizados en el estudio mostraron de forma clara que la energía en la componente vertical de la onda S en registros de superficie estaba sobre todo constituida por energía correspondiente a ondas P, las cuales provenían de la conversión de ondas SV en el límite entre la capa de sedimentos y el basamento rocoso (Aki, 1992).

Sobre la base de los datos de los estudios mencionados y los presentados en la figura 3.29, los autores estudiaron las diferencias entre RSM y H/V utilizando modelos numéricos. Parolai y Richwalski (2004) calcularon sismogramas sintéticos en un modelo 1D en un medio estratificado utilizando un método semianalítico. El método consistía en una mejora del método de la matriz de propagación de Thomson-Haskell (Thomson, 1950 y Haskell, 1953) que evitaba la inestabilidad numérica a través de una técnica de ortonormalización (Wang, 1999). El algoritmo calculaba las tres funciones de Green básicas (falla transformante, falla inversa y vector dipolar lineal compensado), que eran los modelos impuestos por la asunción del mecanismo de fuente más realista del doble par de fuerzas (fuente puntual cumpliendo el mecanismo de Reid del rebote elástico). Con esos modelos era posible simular el campo de ondas completo. Para una fuente que radiaba únicamente ondas P y SV, con incidencia vertical ascendente, (a partir de ahora llamadas solamente S) el programa permitía eliminar cualquiera de ellas en zonas a distintas profundidades (en función de los requerimientos del usuario). Propusieron tres modelos, dos relativamente simples (uno de capa sobre semiespacio y otro de capa más nivel freático sobre semiespacio) y un tercero de corteza estratificada.

Las señales de las ondas P y S mostraban reverberación, no siendo ruido sísmico, pero sí resultado de reflexiones múltiples en la capa superior. Esta reverberación era diferente, en la frecuencia, para ambas ondas, reflejo de las diferentes velocidades de ondas en la capa superior. También aparecía una fase extra en las ventanas de las ondas P y S. Esta fase era una onda P inhomogénea producida por la incidencia supercrítica de la onda S en la superficie libre para el emplazamiento de referencia y en la interface capa-basamento en el modelo estratificado.

El análisis de los sismogramas sintéticos mostró que la conversión de fases modificaba de forma importante la forma de onda registrada en las estaciones situadas sobre suelos blandos, además del ya bien conocido efecto de amplificación. Este punto no había sido indicado hasta el momento; no se disponía de información que indicara que la conversión de ondas producía además de cambios en la amplificación de las capas de sedimentos, modificaciones importantes en la forma del mismo.

Este efecto se muestra de especial importancia en el conocimiento del efecto de la conversión de fases en los resultados tanto cuantitativos como cualitativos del RSM y H/V.

Para el cálculo de las razones H/V, Parolai y Richwalski utilizaron la función de suavizado (3.64) aplicando el desarrollo de Konno y Ohmaci (1998) para un $b=20$. La comparación de las respuestas calculadas con RSM y H/V indicaba que las razones espectrales H/V mostraban desamplificaciones en las respuestas correspondientes a las frecuencias de resonancia de las ondas P. Con el fin de profundizar en la influencia de la amplificación de las ondas P, utilizaron el modelo con nivel freático. Esta capa producía un mayor contraste de impedancia para las ondas P, aunque no para las S, modificándose la tasa de conversión de ondas con respecto al modelo simple.

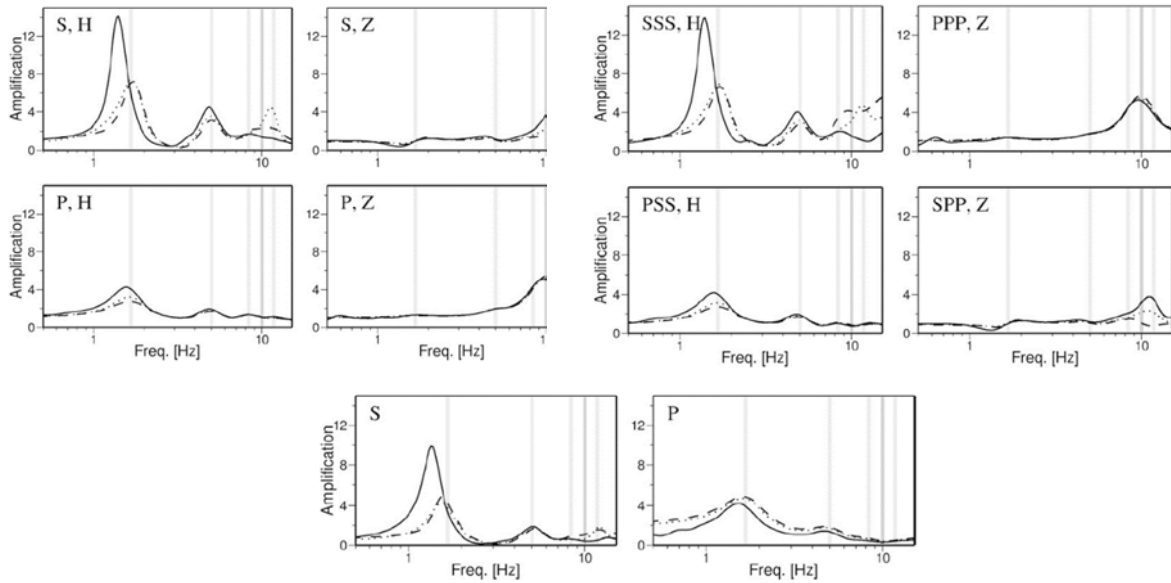


Figura 3-30. Las figuras muestran los resultados del modelo con capa freática para la aplicación del método RSM a las ondas directas (S y P) y convertidas (SSS, PPP, PSS y SPP) y del H/V a las ondas S y P. Las curvas representan la simulación del campo de ondas para tres diferentes distancias epicentrales (línea sólida 15 km, línea de puntos 25 km y línea de trazos 35 km). Las barras verticales indican los modos normales calculados teóricamente con un modelo 1D para incidencia vertical: gris claro los de las ondas S y gris oscuro los de las P. Los diagramas representados son, respectivamente: (fila superior) RSM de componentes horizontales de las ondas S, ídem de componentes verticales, RSM de componentes horizontales de ondas convertidas SSS, RSM de componentes verticales de ondas convertidas PPP; (fila central) RSM de componentes horizontales de ondas P, ídem de componentes verticales, RSM de componentes horizontales de ondas convertidas PSS, RSM de componentes verticales de ondas convertidas SPP; (fila inferior) razones H/V de ondas S y de ondas P.

En la figura 3.30 se observa el pico de amplificación, en la razón de las componentes verticales de las ondas P, para la frecuencia de resonancia de la capa situada sobre el agua (10 Hz), producido por el alto contraste de impedancia para dichas ondas (cuadros 2º y 4º de las dos filas superiores).

Al considerar las fases convertidas encontraron que las fases PPP y SSS mostraban resultados similares a las ondas P y S directas en las mismas componentes. Sin embargo, las fases PSS y SPP mostraron comportamientos cruzados con respecto a las directas. Esto es, el comportamiento de las razones de las componentes horizontales de la PSS se correspondía muy ajustadamente a las razones de las componentes horizontales de las ondas P, mientras que las razones de las componentes verticales de las fases SPP lo hacían con las de las ondas S. Este resultado se ajustaba muy bien a los resultados con el modelo simple de capa sobre semiespacio, lo que indicaba que el efecto de conversión que tenía mayor influencia era el producido en la interface sedimentos-basamento rocoso, no siendo tan importante el efecto de la capa freática.

Por otro lado el análisis de las razones H/V (fila inferior de la figura 3.30) produjo resultados muy similares a los del modelo simple: variación en la frecuencia para las distancias epicentrales menores y desamplificaciones debidas a la amplificación de la componente vertical.

Las principales consecuencias de este estudio indicaron que aplicando el RSM tanto a las componentes horizontales como verticales puede estimarse la amplificación asociada a las ondas S y a las P, respectivamente. Por otro lado, la conversión de las ondas S a P produjo una amplificación de la componente vertical de las ondas S y por tanto una disminución de la razón H/V. Análogamente, la conversión de ondas P a S transfiere

energía a la componente horizontal de las ondas P, permitiendo la obtención de estimaciones fiables de la frecuencia propia de las ondas S aún utilizando la ventana de las ondas P de los registros.

Finalmente, Parolai y Richwalski indicaron que el aumento de la complejidad de los modelos produciría otros fenómenos que llevarían a nuevas redistribuciones de la energía entre las diferentes componentes del movimiento (difracción y *scattering*, principalmente) sin embargo estos efectos no disminuirían la importancia de las ondas convertidas. Para intentar interpretar estos nuevos efectos plantearon la necesidad de estudiar la contribución de las ondas superficiales en las variaciones de las estimaciones entre RSM y H/V, de forma análoga a lo estudiado para las ondas P y S.

En relación con la segunda limitación indicada anteriormente (la asociada a la imposibilidad de obtener los modos superiores en las razones H/V), Albarello (2001) planteó la posibilidad de la aparición de máximos espúreos al calcular las razones H/V de microtemores asociados principalmente a las pequeñas amplitudes de los registros y al ruido numérico e instrumental inherente al análisis. Partiendo de la hipótesis de que la distribución del ruido aleatorio sigue una distribución gaussiana, Albarello analizó estadísticamente el proceso de análisis de los registros y simuló numéricamente el comportamiento de las señales dominadas por ruido aleatorio. Como caso práctico aplicó el método a registros experimentales realizados en emplazamientos del norte de Italia.

En detalle, modelizó los registros de microtemores considerando dos contribuciones: el movimiento del suelo debido a los microtemores y el ruido instrumental y numérico. El ruido, considerado como gaussiano en cuanto a su distribución, habría de presentar un promedio nulo con una varianza de σ^2 . Así, el ruido se determinaba a partir de esta varianza, descomponiéndola en sus componentes horizontal y vertical (σ_h^2 y σ_v^2).

Para el análisis estadístico utilizó registros de microtemores realizado en Toscana (norte de Italia), utilizando un equipo con periodo propio de 1 s, 24 bit de resolución y una razón de muestreo de 125 muestras por segundo. Realizó registros de 60 s de duración utilizando 5 en cada emplazamiento para calcular el promedio de las razones espectrales. Este número guardaba un buen compromiso entre el requisito de exactitud y el de rapidez de ejecución de los análisis.

El proceso de análisis de los registros siguió el esquema siguiente: 1) se realizó la corrección de la línea de base y se eliminaron comportamientos anómalos; 2) se suavizó el 5 % inicial y final con una función coseno; 3) se calculó la FFT de los registros; 4) se aplicó un filtrado paso-banda para el intervalo 0.1-20 Hz con frecuencias de corte situadas en 0.05 y 25 Hz; 5) se seleccionaron 25 frecuencias principales y los espectros se suavizaron en el intervalo de $\pm 25\%$ de la frecuencia central, manteniendo la energía del registro; 6) se calculó el espectro horizontal como la media geométrica de los espectros de las componentes horizontales; 7) estos procesos se realizaron para cinco registros, promediándose para cada emplazamiento y 8) se calcularon las razones espectrales H/V.

Los resultados indicaron que la aparición de máximos espúreos en el cálculo de las razones espectrales H/V de microtemores estaba caracterizada por una probabilidad relativamente alta de ocurrencia. Si bien el método propuesto no permitía diferenciar completamente los máximos del H/V de los máximos espúreos, sí mostró su utilidad para identificar los máximos producidos por ruido aleatorio con distribución gaussiana. Este análisis no permitía excluir los casos en que máximos debidos a las condiciones locales que sigan idéntica distribución, puedan identificarse como falsas frecuencias propias. Para discriminar esta posibilidad Albarello indicó la necesidad de posteriores análisis sobre la independencia de la composición de los datos.

Los resultados presentados por Parolai y Richwalski (2004) y Albarello (2001), junto con el análisis que se ha presentado de los trabajos teóricos y experimentales más recientes, sirven de base para justificar la elección del método HVSR de microtemores y

vibraciones fuertes del suelo para el análisis de las características dinámicas de las diferentes infraestructuras ferroviarias.

Según lo recogido anteriormente, el método de evaluación propuesto en la presente Tesis, como ya se indicó anteriormente, consiste en el registro de microtemores y vibraciones inducidas por la circulación de trenes y trabajos de maquinaria de vía para evaluar la respuesta local de los elementos de las infraestructuras ferroviarias, a partir de registros realizados en la LAV Madrid-Sevilla, identificada en la actualidad como la más vulnerable frente a la posible ocurrencia de un sismo de características destructivas.

4. EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DE LAS LÍNEAS DE ALTA VELOCIDAD (LAV)

4.1. INTRODUCCIÓN

Según lo presentado en el capítulo anterior y teniendo en cuenta la revisión de los diferentes métodos de evaluación de los efectos locales realizada, así como considerando las diferentes experiencias desarrolladas en los ferrocarriles de otros países, el método elegido para estudiar el comportamiento de las infraestructuras de las LAV españolas frente a la ocurrencia de un sismo es una variación del método de Nakamura (1996). Este método fue presentado en el 2º Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (Rodríguez y Herráiz, 2003) y en el presente trabajo se propone como base para el diseño del sistema de control sísmico que se detallará en el siguiente capítulo.

Dadas las particularidades de las instalaciones y la explotación ferroviaria, ha sido necesario diseñar con sumo detalle tanto la metodología de trabajo en campo como el análisis de los datos. Así, el método de evaluación sísmica incluye varios módulos que recogen las operaciones a realizar y los equipos, programas, herramientas y documentación necesaria para llevarlas a cabo. Estos módulos son:

1. Equipamiento
2. Trabajos de campo
3. Análisis de registros
4. Cálculo de índices
5. Representación de resultados (Zonación Sísmica)

4.2. EQUIPAMIENTO

Para las medidas experimentales se ha utilizado un acelerómetro GEOSIG AC-63 de tres componentes y tecnología “*force balance*”, con un rango de medidas de 10^{-4} a 2.0 g y con respuesta plana en todo el rango de frecuencias del estudio (0-100 Hz); un registrador GSR-18 de 18 bit y razones de muestreo de 100 y 200 muestras/segundo, junto con una antena GPS Garmin GXR (Figura 4.1).

La elección del equipo fue cuidadosamente considerada. Se precisaba de un sistema capaz de detectar las pequeñas aceleraciones producidas por los microtemores junto con las fuertes acciones dinámicas de la respuesta de los diferentes elementos de la infraestructura producidas por la circulación de los trenes AVE y Talgo 200.

Previamente a la decisión final, se contactó con el Instituto Geográfico Nacional (IGN) para tener conocimiento de los equipos instalados en la Red Acelerográfica Nacional, con vistas a tener información actualizada de los mejores equipos existentes e intentar disponer de dicha Red. El IGN encargó un estudio comparativo (I.I.C., 2001) para valorar la respuesta de los equipos Geosig con respecto a la de los anteriores equipos de la marca Kinematics. Existía la necesidad de correlacionar los registros de ambos equipos para poder comparar la evolución de la sismicidad de las diferentes estaciones de la Red. Este estudio, realizado por la empresa Ingeniería de Instrumentación y Control (IIC) en la mesa vibrante del Cedex en Madrid, mostró una mejor respuesta del equipo Geosig frente al Kinematics, tanto en medidas de ruido, barrido de frecuencias y registros sísmicos (se utilizó un sismo de El Centro de 1940).

Esta prueba se completó con ensayos realizados en la mesa vibrante del Laboratorio Central de Renfe para validar el AC-63 de tecnología “force balance” frente a los acelerómetros piezoeléctricos utilizados en estudios de dinámica ferroviaria.

Ambas pruebas, junto con los resultados presentados en el Workshop de Bergen (SESAME, 2001), en el que se analizó la instrumentación sísmica existente en diversas instituciones científicas europeas para definir el equipamiento aceptable para su utilización en el registro de microtemores, justificó finalmente la elección del equipo Geosig AC-63 como el mejor equipo para el trabajo de campo previsto en esta Tesis.

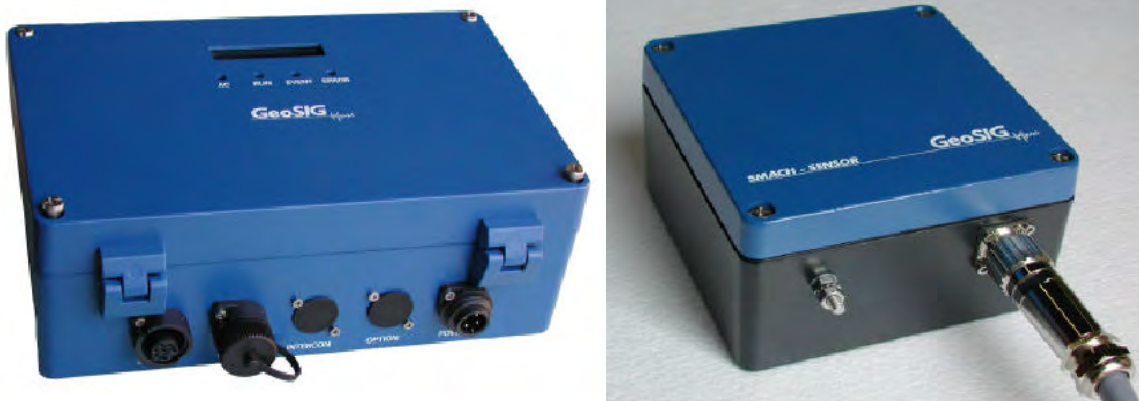


Figura 4-1. Equipos Geosig utilizados en el trabajo de campo: registrador GSR-18 y acelerómetro AC-63.

4.3. TRABAJOS DE CAMPO: ADQUISICIÓN DE DATOS

Las dificultades propias de trabajar en la LAV Madrid-Sevilla durante el periodo de paso de trenes, entre aproximadamente las 6.00 y las 0.00 horas, hizo que hubiese de definirse cuidadosamente el trabajo de campo, intentando disminuir al máximo el tiempo de permanencia en las zonas de seguridad de las circulaciones. Para ello se elaboraron diagramas de registros que permitían tomar rápidamente los datos de cada emplazamiento y que recogían las principales características de las infraestructuras (Figura 4.2). Afortunadamente, la homogeneidad de la línea y sus elementos permitió la toma de datos de forma rápida y eficaz, mostrando que la metodología propuesta era válida para la realización de los trabajos. Este método de trabajo permitió tomar hasta 50 muestras en una jornada de 4 horas en un área de cerca de 1 km de longitud y desniveles de hasta 120 m (Figura 4.3).

Se definieron 5 diagramas genéricos que representaban las estructuras más importantes a estudiar: a) plataforma, b) plataforma mixta, c) túnel, d) viaducto isostático y e) viaducto hiperestático. Estas estructuras han sido definidas en el Capítulo 1.

Se realizaron medidas en varios puntos de la LAV Madrid-Sevilla, con tres objetivos diferentes: primero, establecer la metodología de trabajo de campo; segundo, determinar los rangos de magnitudes de las diferentes vibraciones detectables en la vía (microtemores, paso de trenes por una u otra vía, caída e impacto de masas conocidas, etc.) de cara a conocer los niveles de disparo de los equipos y; tercero, determinar los valores de referencia de la aceleración sentida por los diferentes elementos de la infraestructura, por efecto del paso de los trenes. Estos valores servirán para establecer los niveles de disparo para la detección de los movimientos sísmicos.

Estos registros se realizaron en seis áreas diferentes, estando afectadas cada una de ellas por diferentes condicionantes indicados a continuación.

1. Registros en Parla. 7 de noviembre de 2002. (P.K. 27.000):
Se realizaron medidas en balasto para caracterizar la máxima aceleración producida por los trenes en un tramo con velocidad de circulación de 270 km/h.
2. Registros en el área de Villanueva de Córdoba. 18-22 de noviembre de 2002. (entre los P.K. 285.200 y 300.000):
Medidas en balasto, plataforma, túnel, tablero de viaducto, interior de viaducto, pilas, suelo sobre zapatas y paso inferior de estación. Se intentó cubrir el mayor número de elementos diferentes y forman la parte principal de este estudio.
3. Registros en Mora de Toledo. 18 de febrero de 2003. (P.K. 122.060):
Medidas en balasto para intentar identificar posibles anomalías en el terraplén o en la banqueta de balasto. Se midieron tanto ruido como paso de trenes y se provocaron vibraciones con una pesa de 10 kg.
4. Registros en El Higuero. 5 de mayo de 2003. (P.K. 373.000):
Medidas de ruido y paso de trenes en la plataforma existente entre la LAV Madrid-Sevilla y la convencional.
5. Registros en Villarrubia de Córdoba. 13 de mayo de 2003. (P.K. 380.000):
Medidas de paso de trenes en la plataforma de la LAV, accediendo a la misma desde la línea convencional por debajo del cerramiento entre ambas. El equipo se configuró con disparo por nivel a 0.005 g y se registraron 17 eventos (no todos identificados) entre las 9 y las 22 horas.
6. Registros en Parla-Butano. 11 y 12 de noviembre de 2004.
En las últimas semanas de elaboración y redacción de esta Tesis, se dispuso de la posibilidad de registrar vibraciones producidas por la maquinaria de mantenimiento de vía (bateadora y perfiladora). Así, pese a que no se han podido procesar el total de 40 registros que se realizaron sí se ha querido recoger una muestra de los primeros resultados, ya que este tipo de registros pueden representar la herramienta más eficaz para la evaluación de la respuesta dinámica de la capa de balasto.

Detalles de todos los registros, con los diagramas correspondientes y las situaciones en planos y mapas, se recogen en el Anexo I. Para la presentación de resultados se diseñó una ficha tipo (Figura 4.4) en la que se recogen los datos principales de los registros, así como los resultados del análisis que se consideraron más relevantes para una primera caracterización de los emplazamientos.

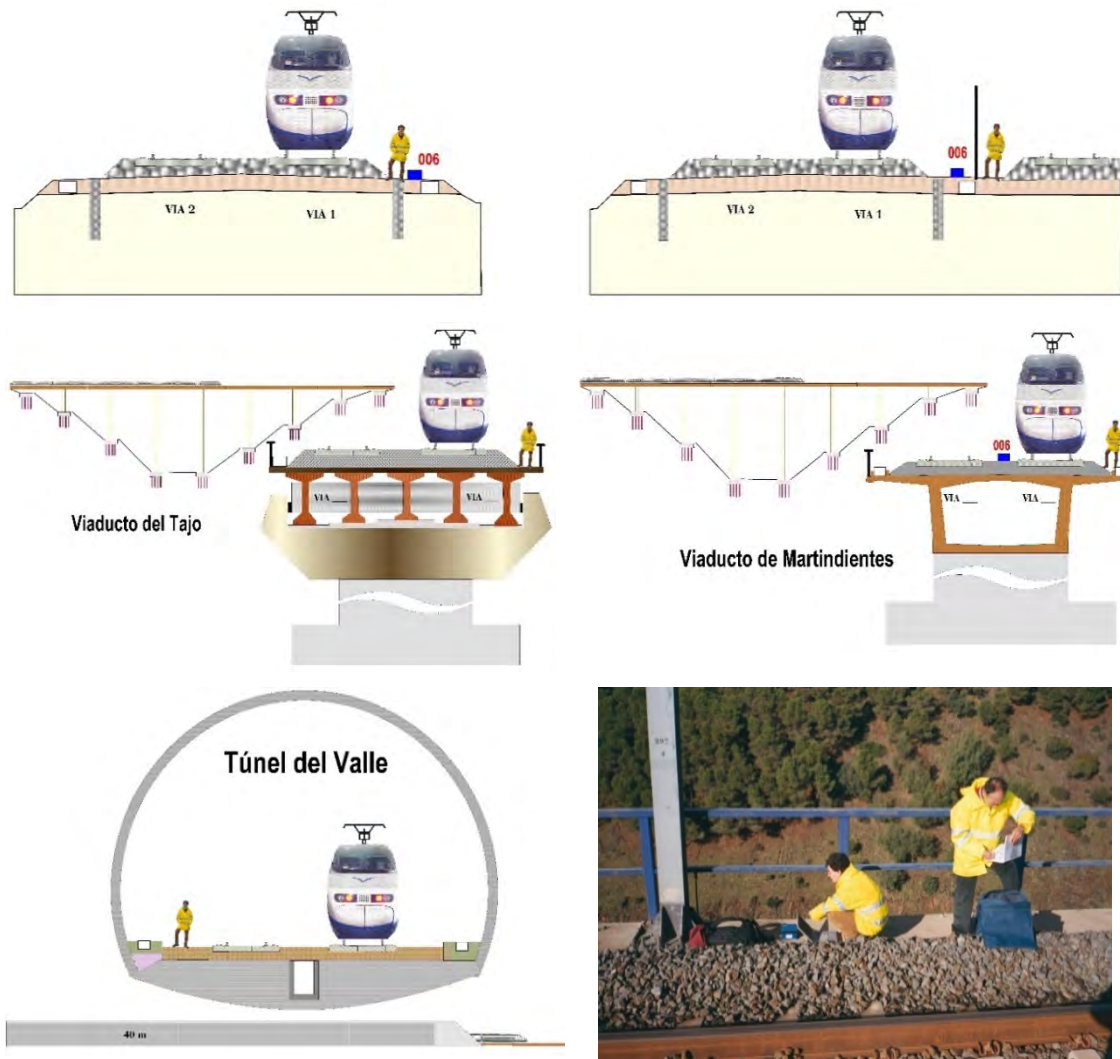
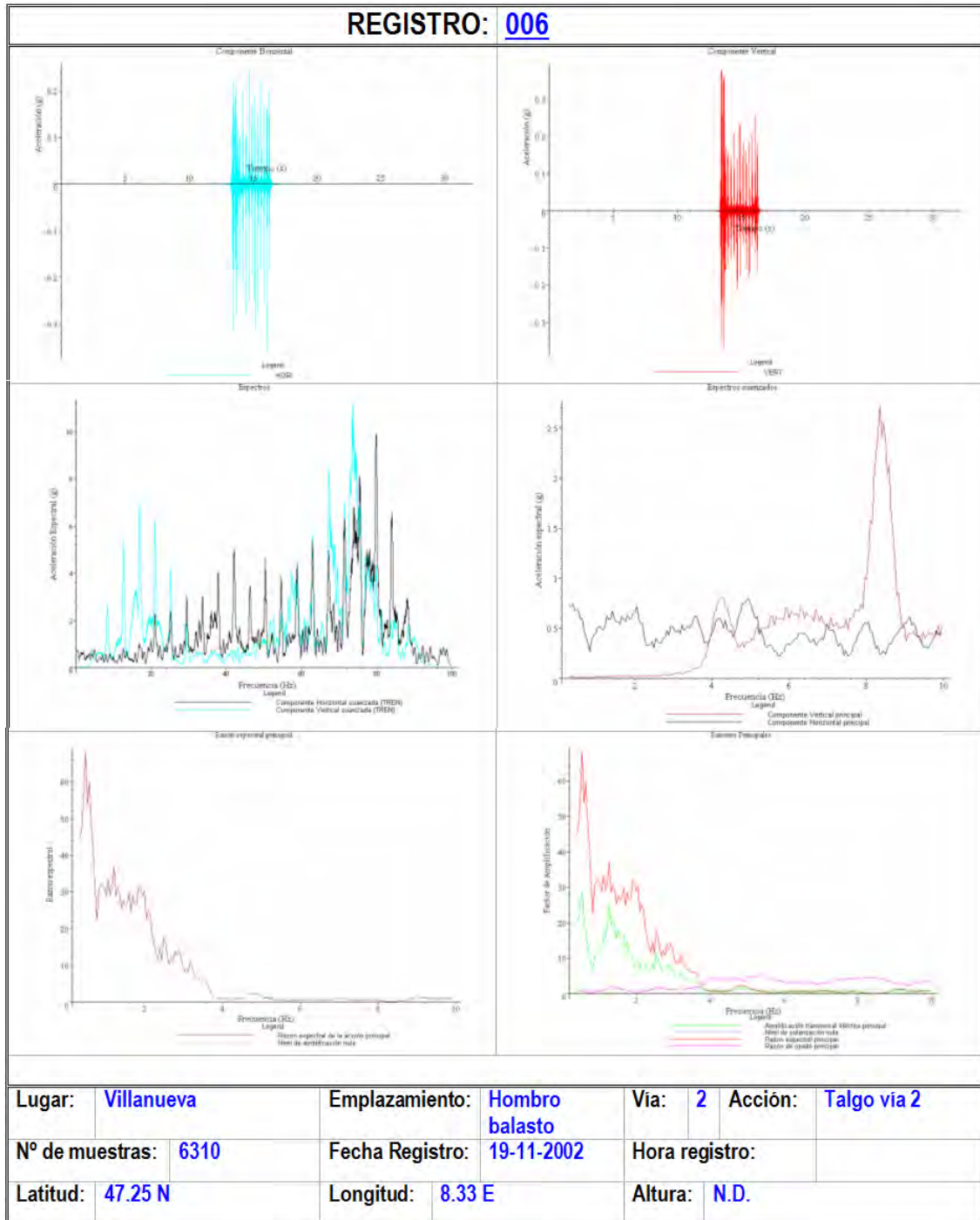


Figura 4-2. Ejemplos de diagramas utilizados en los trabajos de campo. De arriba a abajo y de izquierda a derecha se muestran los cinco diagramas diseñados para la campaña de registro: a) plataforma, b) plataforma mixta, c) viaducto isostático, d) viaducto hiperestático y e) túnel. En la última imagen se ven los trabajos de campo, sobre el viaducto del Valle, registrando en el cuaderno de fichas los datos del registro en ejecución.



Figura 4-3. Detalle del plano 88214 del Instituto Cartográfico de Andalucía donde se muestra una de las zonas de estudio. A la izquierda se encuentra el trazado de la LAV Madrid-Sevilla. Los círculos rojos muestran dos zonas de registro entre las que se observa el Túnel y la subestación del Valle. Se observa la compleja topografía del área.



Aceleración			Espectros			
	Valor máximo	Valor medio		Frecuencia (Hz)	Factor Amplificación	Índice de Vulnerabilidad
Longitudinal	0.33692	0.03203	QTS	0.50	68.0	9248.0
Transversal	0.13361	0.01375	FR	1.35	2.2	3.4
Vertical	0.38051	0.04068	FATE	0.54	28.6	1514.7
Horizontal	0.36187	0.03687	α	1.37-0.62	β	1.08-1.13

Figura 4-4. Ficha resumen de los registros. En el Anexo I se recogen todas las fichas de los registros del estudio, en el que se han consignado los datos más relevantes de los registros y de los resultados obtenidos de los diferentes módulos de análisis aplicados.

4.4. ANÁLISIS DE REGISTROS

Habitualmente, las limitaciones asociadas al análisis de registros experimentales tienen dos orígenes principales:

- a) Los límites conocidos de los algoritmos utilizados para el cálculo de los parámetros de los modelos,
- b) La indefinición o desconocimiento del funcionamiento numérico de los programas utilizados (comerciales o no).

Ambos puntos son importantes en cualquier análisis de datos experimentales y la necesidad de minimizar o eliminar algunos de ellos requiere una reflexión cuidadosa.

Para la realización de esta Tesis, se han probado diversos programas de análisis de registros sísmicos y debido a las particularidades de los registros a tratar se ha decidido desarrollar el análisis completamente de “abajo arriba”. Esto significa que toda la programación ha sido desarrollada específica y completamente para este trabajo, utilizando el programa de cálculo simbólico MAPLE Versión 6.0 de la compañía Waterloo Maple Inc.

Siguiendo el esquema habitual del desarrollo del análisis espectral, se han seguido los pasos indicados por algunos de los autores referidos en el Capítulo 3 para la realización de sus trabajos (Field y Jacob, 1995; Fha et al., 2001; Albarello, 2001, entre otros), si bien con las particularidades que se indican oportunamente.

El equipo de registro disponía de un software de adquisición, representación y análisis de los registros, así como de conversión de formatos. Se utilizaron los módulos de adquisición y conversión de formatos para pasar los registros del formato Geosig (*.gbr y *.gsr) al formato ASCII (*.txt y *.dat). Estos archivos ASCII incluían las tres componentes (N-S, E-W y U-D), denominadas en esta Tesis como L (longitudinal), T (trasversal) y V (vertical) y los datos de cabecera habituales dados por el registrador (hora origen, número de muestras, valores pico, etc...). El siguiente paso consistió en separar las tres componentes en 3 ficheros ASCII independientes (LONG.dat, TRAN.dat y VERT.dat).

Como todos los programas utilizados se ejecutaban en el entorno Windows, la estructura de los datos se ha desarrollado con la estructura de archivos y carpetas de este sistema operativo. Cada registro recibió un nombre numérico correlativo. Para cada uno de ellos se creó una carpeta (001, 002...) y en ella se almacenó el archivo fuente MAPLE y los tres archivos ASCII de las tres componentes del registro. Adicionalmente se incluyó el archivo ASCII del registro completo y el original generado por el equipo de registro. Inicialmente cada carpeta contenía 6 archivos (Figura 4.5). Este proceso se realizó para 170 registros.

El principal motivo por el que se decidió desarrollar completamente en análisis fue que, según indican algunos autores (Albarello, 2001; Fha et al., 2001), las características propias de los microtemores, principalmente en sus niveles de amplitud, hacen que su análisis se vea dificultado por el ruido instrumental de los equipos de registro y el numérico de los programas de análisis. Si a esto se unen los procesos de filtrado y suavizado que incluyen los programas de análisis, los datos finales podían no aportar información relevante de los registros o bien dar información falsa, producto de las manipulaciones instrumentales y numéricas. Así, la única forma de diferenciar estas posibles contribuciones era tener completo control en todos los pasos del procesado, evaluando las incertidumbres asociadas a cada uno de ellos.

Como paso previo en el proceso de validación del desarrollo, era preciso verificar los resultados obtenidos. Para ello se elaboró un módulo (que no se incluyó en los archivos fuente) que generaba un sismograma sintético mediante la superposición de ondas senoidales de frecuencias y amplitudes conocidas. El principal objetivo era estudiar la conversión de áreas (y por tanto de energía) que producía la rutina FFT incluida en

MAPLE y la exactitud en la correspondencia de los intervalos de discretización en los dominios del tiempo y la frecuencia. Esta rutina era el único módulo de cálculo externo que se utilizaba y sobre el que inicialmente no se disponía de control. Este análisis (Figura 4.6) aportó resultados con incertidumbres del orden de 10^{-2} , lo que indicaba la adecuada linealidad de la transformación (Press et al., 1985; Bracewell, 1986).

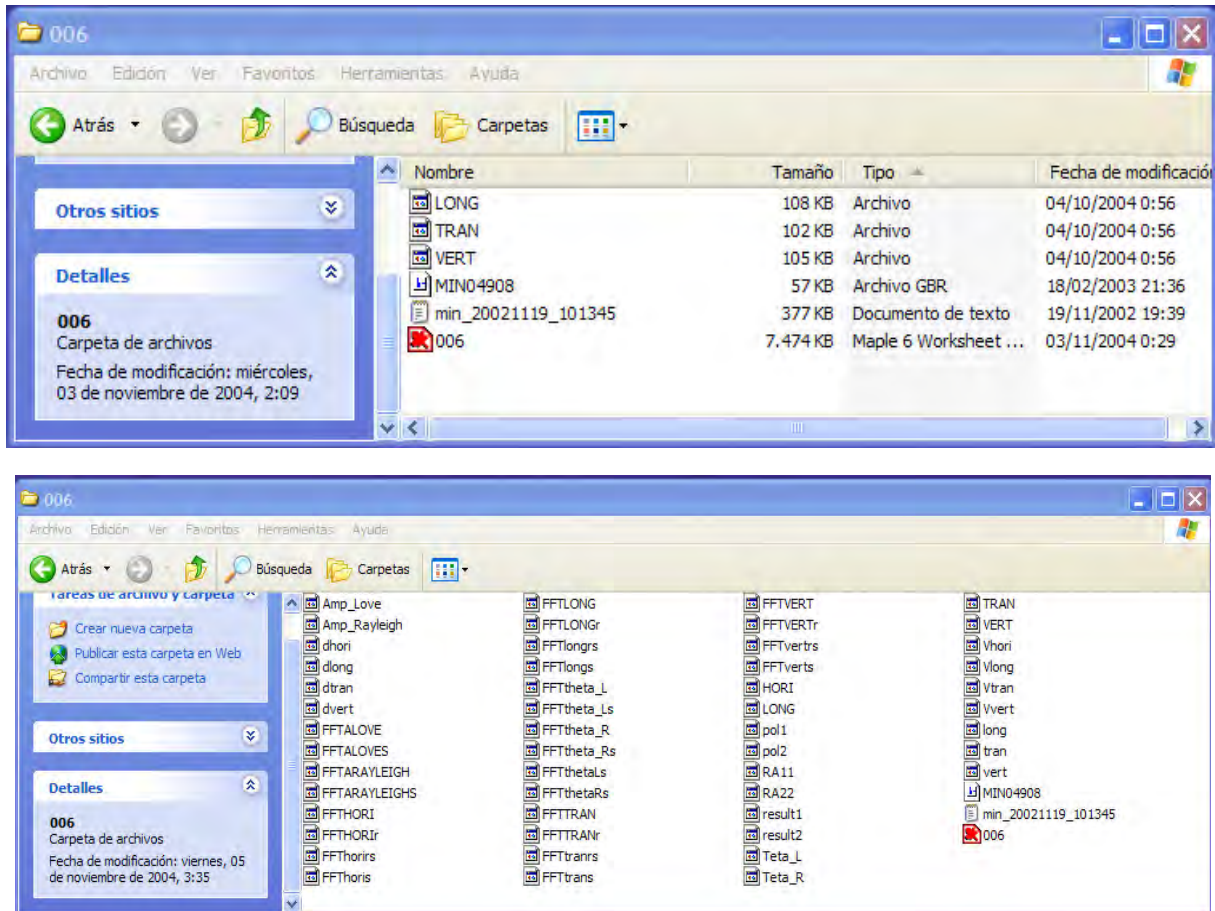


Figura 4-5. Estructura de carpetas y archivos utilizados en el análisis de esta Tesis. El ejemplo utilizado corresponde al registro 006. En la imagen superior se observa la situación inicial del análisis, con el archivo fuente de Maple (006), los correspondientes a las tres componentes (LONG, TRAN y VERT), el original del equipo Geosig (MIN04908) y el archivo convertido a ASCII (min_20021119_101345). La imagen inferior recoge el estado final de la carpeta de análisis una vez concluido éste. El número total de archivos es de 54 con una ocupación de disco de unos 10 Mb, de los que aproximadamente 6.5 Mb. corresponden al archivo MAPLE.

La programación se realizó en bloques independientes (Figura 4.7), ya que el elevado número de datos a tratar, así como los gráficos asociados, producían archivos de gran tamaño que ralentizaban de forma importante el procesado, llegando a producir bloqueos del propio Sistema Operativo (Windows 2000 y XP). El desarrollo completo del análisis se recoge en el Anexo II.

Para el cálculo de la FFT era necesario elegir el número de datos, que había de ser múltiplo de 2, y la ventana de análisis. Por las características de los registros (duración de las vibraciones producidas por el paso de los trenes) se eligió un intervalo de 2^{12} muestras equivalente a 20.48 s de registro. Idéntico intervalo se utilizó para los registros de microtemores. Para asegurar la adecuada duración de los registros para permitir el análisis espectral indicado, se establecieron intervalos pre-evento y post-evento de 10 y 15 s, respectivamente. Este ajuste permitió disponer de una tasa de registros erróneos muy baja, únicamente del 1.6 %.

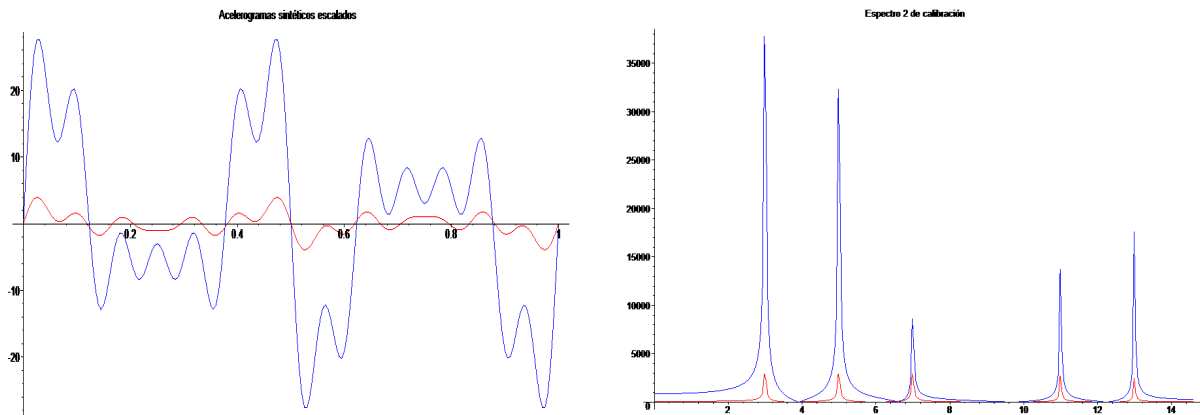


Figura 4-6. Acelerogramas sintéticos y espectros de Fourier de éstos. La figura de la izquierda muestra los acelerogramas generados por cinco ondas senoidales de 3, 5, 7, 11 y 13 Hz y amplitudes unidad (color rojo) y 13, 11, 3, 5 y 7 respectivamente (color azul). La figura de la derecha muestra los espectros correspondientes a ambos acelerogramas. Las incertidumbres correspondientes tanto a la frecuencia como a la amplitud de los picos de frecuencia se encontraron cercanas al 1.0 %.

Considerando la duración del paso de los trenes (entre 2.4 y 4.1 s), las ventanas de análisis se han elegido de forma automática en función de la duración total del registro de la forma siguiente: la de los microtremores desde el origen del registro hasta los 20.48 s; y las del paso de tren desde el final del registro hasta 20.48 s antes de éste (Figura 4.8). El análisis que a continuación se detalla se ha aplicado a ambas ventanas: a dos ventanas de microtremores para registros de ruido y a una de paso de tren y otra de ruido para registros de trenes.

Previamente a la elección de las ventanas se procedió a la corrección de la línea de base de los registros. Para ello se calculó el promedio correspondiente a un intervalo del 1^{er} segundo de registro (200 muestras) y se corrigió el registro para dicho valor. Como comprobación se repetía el mencionado proceso y se verificaba que la diferencia entre los valores del primer segundo y el promedio se encontraba dentro del orden de la resolución del equipo $\cong 10^{-4}$. Además se calculaba la componente horizontal como composición geométrica de las dos componentes horizontales ($H^2 = L^2 + T^2$), almacenándose en un nuevo archivo (HORI.dat).

Para el cálculo de la FFT primero se calculó el intervalo de resolución en el dominio de la frecuencia (Bracewell, 1986). Ya que la razón de muestreo era de 200 muestras/s, el intervalo de discretización en el dominio del tiempo era de 0.005 s, calculándose el correspondiente a la frecuencia a partir de

$$\Delta f = \frac{1}{N\Delta t} = 0.0488 \quad (4.1)$$

donde N era el número de muestras de la FFT ($2^{12} = 4096$).

El intervalo de análisis se estableció inicialmente en el dominio de la frecuencia entre 0.05 y 99.95 Hz. Sin embargo, debido a la necesidad de realizar un proceso de suavizado que simplificase la interpretación de los resultados, este intervalo se redujo al intervalo 0.25-99.75 Hz. Este proceso de suavizado consistió en el promediado de los datos de acuerdo al siguiente esquema: el valor asignado a un punto correspondía al promedio de 9 puntos, el analizado, los 4 anteriores y los 4 posteriores (Figura 4.9). Así este proceso reducía el intervalo en aproximadamente 0.2 Hz para ambos extremos del registro.

El siguiente apartado consistía en la representación de los acelerogramas y los espectros para identificar los posibles modos principales o frecuencias propias de los registros. En el caso de los acelerogramas permitía evaluar la bondad de la corrección de la línea de

base y el comportamiento general del registro. Cuando se consideraba la ventana de registro del paso de tren, permitía identificar el tipo de tren y determinar el punto inicial del paso de éste, muy útil para el cálculo de parámetros del análisis que se presentan a continuación.

ANÁLISIS DE REGISTROS GEOSIG

jrodriguez@renfe.es

Versión 9.0 (20-09-2004)

Tesis Doctoral

Bases y desarrollo de sistemas de control sísmico para el ferrocarril: Aplicación a la Alta Velocidad Española (AVE).

José Luis Rodríguez Rodríguez

Descripción del registro: Punto de registro (p.e. Viaducto de Martindientes, pila nº 1)

Fecha: día-mes-año

P.K: Punto kilométrico del punto de registro

Situación: Emplazamiento del equipo, representado en los diagramas adjuntos

Vía: Vía en el que sitúa el equipo (o lado respecto del eje de las vías)

Tipo de registro: Tipo de tren y vía de circulación (Ave/Talgo; 1/2)

- 1. Calibración del análisis de los registros
- 2. Dimensión del registro
- 3. Adquisición de datos
- 4. Procesado inicial
- 5. Cálculo de la fase de las ondas Superficiales (Rayleigh y Love)
- 6. Análisis espectral de la fase de las ondas Superficiales (Rayleigh y Love)
- 7. Razones espectrales (HVSR y FATE)
- 8. Velocidades y desplazamientos

Figura 4-7. Esquema general del archivo fuente de MAPLE para el procesado de los registros. Tras el encabezamiento se observan los diferentes módulos de análisis. Estos módulos independientes podían aumentarse (para analizar y representar un nuevo intervalo de las variables del estudio) sin más que utilizar el típico proceso de windows "copiar y pegar".

De aquí en adelante, únicamente se hace uso de los espectros suavizados, con lo que al hacer referencia a datos espectrales sólo se hace mención a éstos últimos. Este punto es muy importante en lo que refiere a la adecuada asignación del nuevo intervalo de frecuencias del análisis que produce un estrechamiento (muy ligero) del ancho de banda ya indicado.

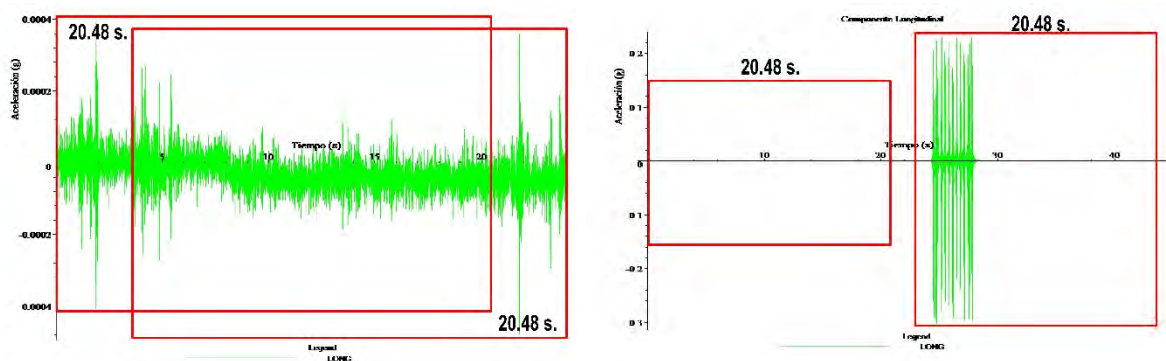


Figura 4-8. Ventanas de registro del análisis de los datos: a la izquierda se observa un registro típico de microtremores, mientras que a la derecha se muestra un registro de paso de tren, con la ventana de ruido asociada a la parte de registro del pre-evento.

La variación del área de los espectros por la aplicación del suavizado no excedió en ningún registro el 5% del total (hasta 100 Hz), con lo que dicha variación en el intervalo de este estudio (0-10 Hz) puede considerarse menor del 1%. En la figura 4.10 se muestran los acelerogramas y espectros correspondientes a las componentes horizontal y vertical. En el módulo correspondiente era posible elegir diferentes intervalos de representación para acelerogramas y espectros. También podían representarse distintas componentes simultáneamente para ver su el diferente comportamiento. Posteriormente se muestran varios ejemplos de estas aplicaciones.

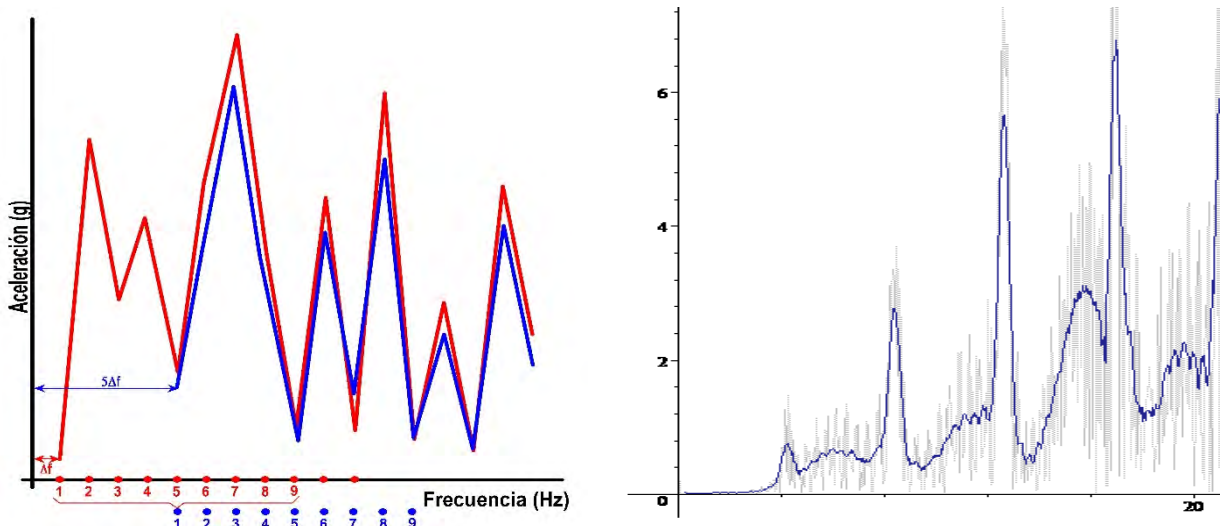


Figura 4-9. Esquema del suavizado de los espectros. Se observa la reasignación de valores y el estrechamiento del intervalo de frecuencias. La figura de la derecha muestra como el espectro suavizado representa una envolvente inferior del original y simplifica la representación, permitiendo una interpretación más clara, directa y útil de los resultados.

El siguiente punto del análisis consistió en el cálculo del promedio de la aceleración en los intervalos de interés elegidos en cada acelerograma. Este valor aportaba información del contenido de energía asociado a cada tramo de registro (en el dominio del tiempo). Este cálculo permitía conocer la cantidad de energía que entraba en el sistema (en las diferentes estructuras) por efecto del paso de los trenes y cómo ésta se disipaba en los diferentes elementos conforme dichos trenes se alejaban del punto de registro. Este fenómeno, inicialmente cualitativo, estimaba un valor numérico aproximado del amortiguamiento asociado a cada unos de los elementos de las infraestructuras. Estos valores pueden utilizarse para determinar la disipación de energía en los mencionados elementos (Figura 4.11). Rodríguez y Herráiz (2003) utilizaron este método para realizar una primera estimación de la función de transferencia (energía transmitida) del balasto, tanto en plataformas como en viaductos de la LAV Madrid-Sevilla.

El análisis espectral realizado anteriormente no permitía conocer el tipo de ondas existentes en los microtremores ni en los registros de trenes. Para intentar identificar las diferentes contribuciones de ondas de los registros se planteó una aproximación del método utilizado por Poppeliers y Pavlis (2000) para analizar la distribución del movimiento en las distintas componentes en el dominio del tiempo. En ausencia de fuentes externas se puede considerar que los microtremores medidos en los diferentes elementos están compuestos por ondas internas y superficiales (Nakamura, 1989 y 1996). Aún más, si se estudia el balasto y la plataforma y se toman grandes distancias a las fuentes de vibración, puede eliminarse la contribución de las ondas internas y se puede suponer que la mayor parte de las vibraciones está constituida por ondas superficiales que se generan en fuentes distribuidas aleatoriamente en el espacio (Arai y Tokimatsu, 2000 y 2004). Si como cabe esperar, la distribución de estas fuentes es

homogénea en el espacio, no ha de existir una dirección principal en la vibración del suelo y ésta debe distribuirse de forma homogénea e isotrópica en el espacio.

Tomando un punto de registro, el promedio del valor de las diferentes componentes ha de ser similar y, por tanto, el vector de posición que representaba el movimiento de la partícula debía situarse en las bisectrices de los cuadrantes de los planos de incidencia (Figura 4.12). Calculando los ángulos que formaban las diferentes componentes, se obtenían las fases de “polarización natural” del movimiento de la partícula. El promedio de estas fases había de dar indicación de la existencia de alguna dirección predominante en la vibración. Considerando el movimiento en el plano longitudinal (L-V), el movimiento había de estar condicionado principalmente por la contribución de las ondas Rayleigh, conforme a lo indicado por Nakamura (1996), cuantificado por el parámetro espectral de la ecuación (3.54).

Rodríguez y Herráiz (2003) extendieron este razonamiento a las ondas Love y definieron el factor β que cuantificaba la contribución de dichas ondas (ecuaciones 3.55 y 3.56). El análisis de registros de microtremores realizados en la LAV Madrid-Sevilla mostraba que las razones V/L y T/L de los acelerogramas, asimilables a los factores β y γ antes indicados, eran muy próximos a la unidad, con lo que podían utilizarse los valores obtenidos para calcular el factor de amplificación de ondas internas A_h definido por Nakamura.

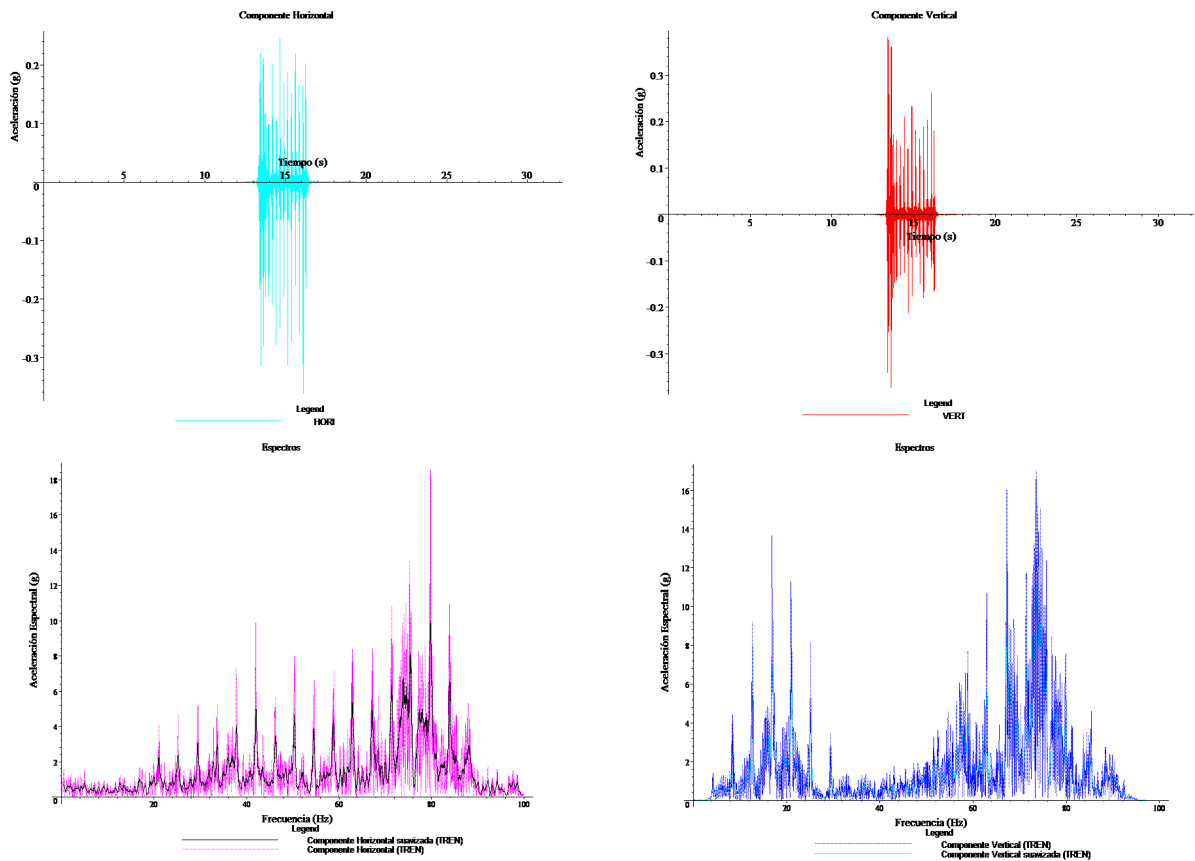


Figura 4-10. Registros de aceleración y espectros correspondientes a las componentes horizontal y vertical del registro. En los espectros pueden verse tanto los originales como los suavizados.

Para la comprobación de la validez del razonamiento expuesto pueden utilizarse los registros de pasos de trenes. Aunque el fenómeno es complejo existen modelos que representan de forma aceptable las vibraciones producidas por el paso de trenes. Krylov et al. (2000) mostraron que las vibraciones producidas por el paso de trenes están

compuestas principalmente por ondas Rayleigh. Este punto puede producir, por tanto, una modificación en el factor β de los registros. Adicionalmente, y debido a la propia geometría de la vía, la vibración inicialmente generada por las cargas axiales sobre los carriles queda cautiva en las capas de balasto, modificando su orientación inicial y el valor del factor β .

Como las componentes verticales del movimiento se amortiguan más rápidamente y en mayor magnitud que las horizontales (Dahlberg, 2003; Rodríguez y Herráiz, 2003), el movimiento está dominado por componentes horizontales. En el caso más sencillo de excitación por paso de tren, las ondas Rayleigh se encuentran polarizadas en el plano longitudinal paralelo a la vía, aunque las vibraciones producidas por los trenes, debido a las restricciones longitudinal del cajado de la vía (alternancia de traviesas y balasto) y la rigidez de las sujeciones de los carriles a las traviesas, cambian su orientación en un complejo patrón que aún no es totalmente conocido (Esveld, 2001).

Teniendo conocimiento de los factores α y β y del QTS se puede calcular el factor de amplificación de las ondas internas (la función de transferencia clásica) despejando, para la frecuencia propia del emplazamiento, en la ecuación (3.58).

$$A_h = QTS + \beta(QTS - \alpha) \quad (4.2)$$

Haciendo un razonamiento similar al de Nakamura (1996) puede estudiarse el comportamiento teórico del factor de amplificación de las ondas internas en función de los valores experimentales de α y QTS obtenidos de los registros de microtremores. La ausencia de ondas Rayleigh ($\alpha = 0$) muestra que el valor del QTS medido corresponde únicamente a la contribución de ondas internas. Sin embargo, cuando aparecen ondas superficiales el comportamiento se vuelve más complejo. En presencia sólo de ondas Love, el comportamiento general no varía, ya que continúa cumpliéndose la condición de $\alpha = 0$. Por otro lado, si $\alpha > 0$, entonces $A_h = QTS(1 + \beta)$ y la respuesta de ondas internas es $(1 + \beta)$ veces mayor que el valor calculado por el QTS. El caso más complejo, dado por la ecuación (4.2), es aquel en el que existen ondas superficiales de ambos tipos; en este caso el comportamiento tiene múltiples variantes en función de la contribución de cada tipo de ondas.

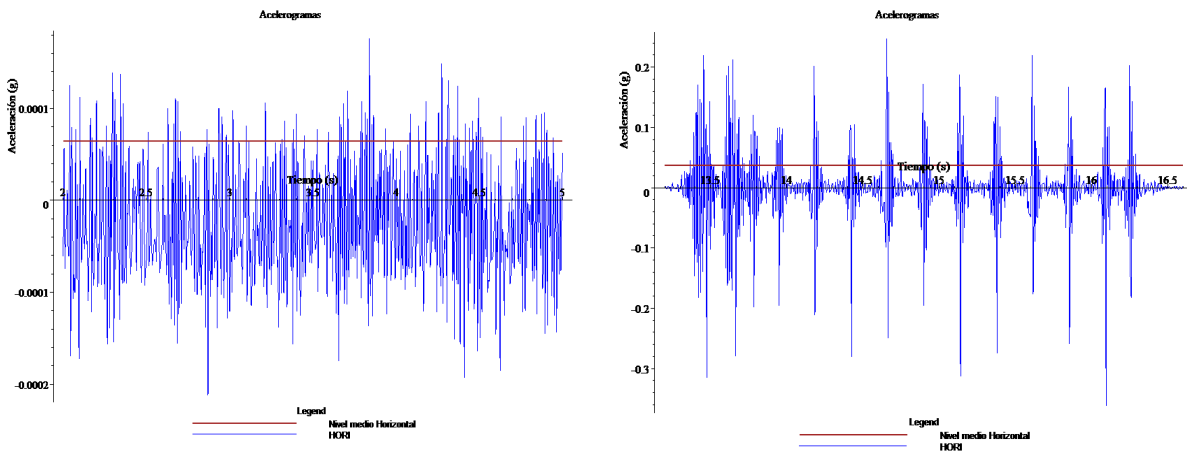


Figura 4-11. Cálculo de los promedios de las componentes horizontales de la aceleración correspondientes a un intervalo de microtremores del pre-evento del registro (2-5 s) y al del paso del tren (13.3-16.6 s).

Definiendo las razones entre las componentes vertical y longitudinal y transversal y longitudinal de los registros de microtremores se puede evaluar la distribución de la energía en las distintas direcciones, en el dominio del tiempo. A continuación si se realiza el análisis espectral de la fase de ondas entre dichas componentes y se muestra que dicha fase es suficientemente constante en el rango de frecuencias de interés para el

estudio, se puede establecer que los valores promedio calculados en el dominio del tiempo son aplicables a la frecuencia propia obtenida de las razones espectrales.

$$\theta_R = \arctg\left(\frac{V}{L}\right) \quad (4.3)$$

$$\theta_L = \arctg\left(\frac{T}{L}\right) \quad (4.4)$$

Las expresiones (4.3) y (4.4) representan las fases de los acelerogramas, en los planos longitudinal y horizontal, asociados a las ondas Rayleigh y Love, respectivamente. La figura 4.13 muestra el comportamiento de la capa de balasto en los planos antes definidos. La representación, pese a ser cualitativa, ilustra de forma adecuada el movimiento de la partícula en dicha capa.

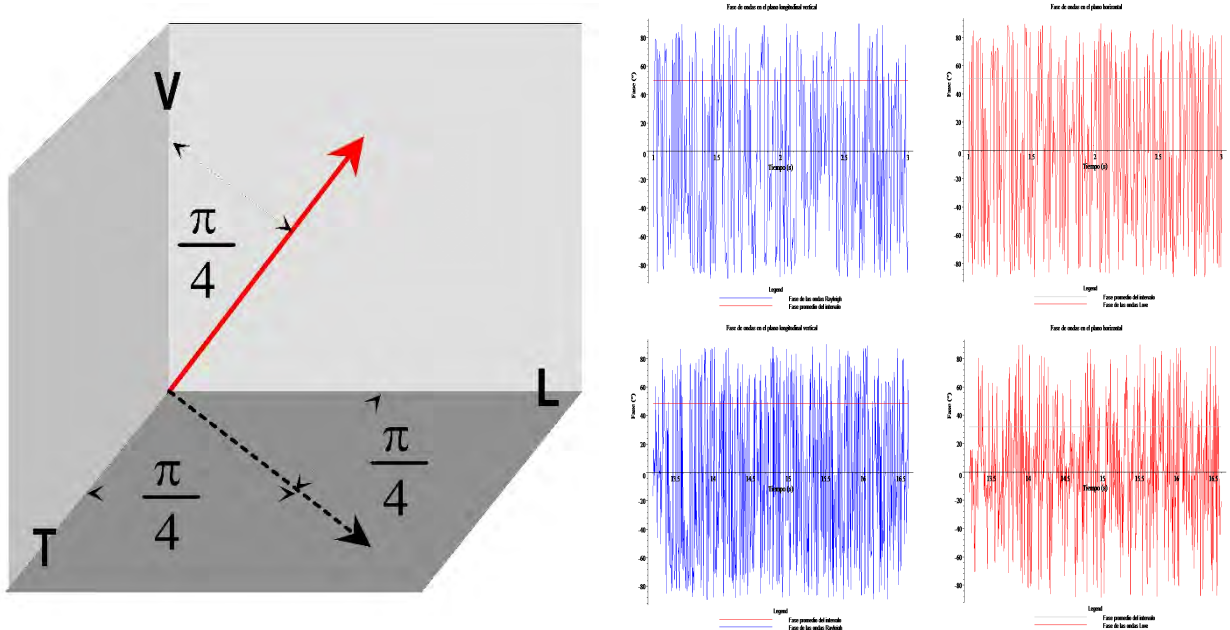


Figura 4-12. Esquema del movimiento de la partícula correspondiente a los registros. La figura de la izquierda muestra la orientación del vector de posición de la partícula con respecto a los ejes de referencia del estudio. Las de la derecha muestran la fase de ondas Rayleigh y Love del registro en un intervalo correspondiente a los microtremores, así como su promedio (fila superior) e idénticas fases para el intervalo del paso del tren (fila inferior). Los promedios se sitúan en 1.18 y 1.23 para los de las fases Rayleigh y Love de los microtremores y 1.13 y 0.62 para los del paso de tren, respectivamente.

Considerando que el análisis espectral de las fases de las razones V/L y T/L presenta un comportamiento estable en todo el rango de frecuencias (Figura 4.14), comportándose de igual modo en el intervalo de interés en el estudio ($f < 10$ Hz), puede concluirse que los valores de θ_R y θ_L obtenidos de las razones de las componentes de los acelerogramas permiten estimar, en primera aproximación, valores de contribución de ondas Rayleigh y Love que de igual modo pueden llevar a estimaciones fiables del factor de amplificación de ondas internas.

Para asegurar las hipótesis propuestas se han calculado dos razones de fase:

1. La amplificación relativa a la fase da indicación del ángulo que forman ambas componentes para cada muestra.

$$\bar{\theta}_R = \sum_{i=1}^n \frac{\arctg \frac{V_i}{L_i}}{n} \quad (4.5)$$

$$\bar{\theta}_L = \sum_{i=1}^n \frac{\arctg \frac{T_i}{L_i}}{n} \quad (4.6)$$

Obteniendo a partir de (4.5) y (4.6)

$$\beta_\theta = \text{tg}(\bar{\theta}_R) \quad (4.7)$$

$$\alpha_\theta = \text{tg}(\bar{\theta}_L) \quad (4.8)$$

2. Mientras que la fase relativa a la amplitud puede calcularse de la razón entre los promedios de las componentes en los intervalos de estudio

$$\beta = abs \left(\frac{\sum_{i=1}^n V_i}{\sum_{i=1}^n L_i} \right) \quad (4.9)$$

$$\alpha = abs \left(\frac{\sum_{i=1}^n T_i}{\sum_{i=1}^n L_i} \right) \quad (4.10)$$

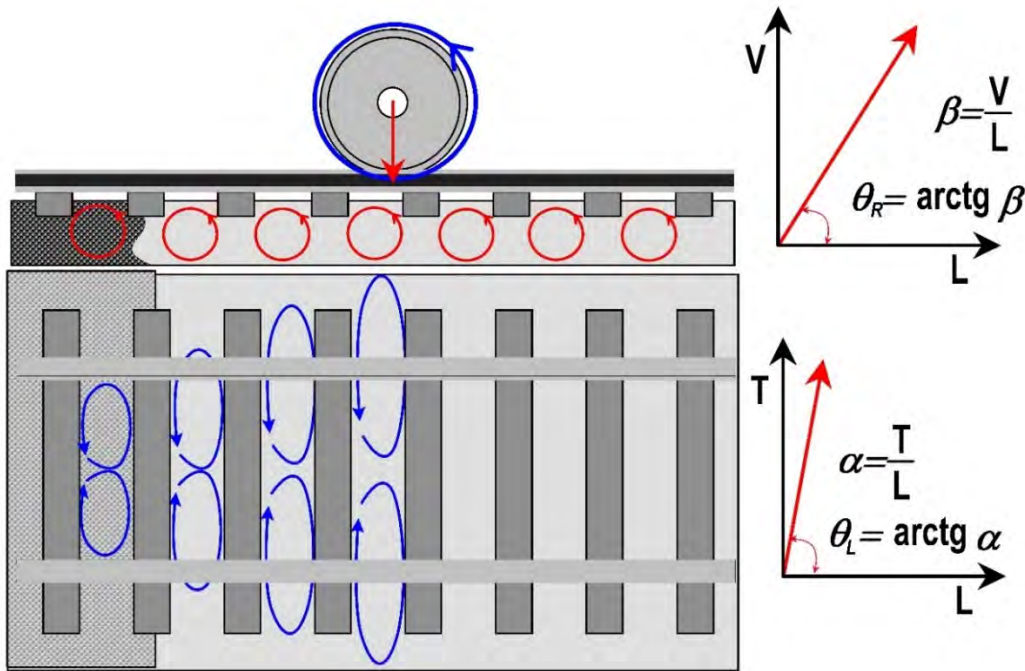


Figura 4-13. Influencia de las ondas superficiales en la capa de balasto. La figura superior muestra un corte longitudinal de la vía con el movimiento de las ondas Rayleigh producidas por el paso de trenes de alta velocidad. La elipticidad del movimiento varía en función del tipo de tren y de la vía de circulación. En la figura inferior se ve el movimiento de las partículas de balasto en el plano horizontal, producido por la existencia de las restricciones de las traviesas. Igualmente, la elipticidad del movimiento representada indica el desplazamiento de dichas partículas hacia las cabezas de las traviesas, zona en la que se produce el desplazamiento de éstas fuera de la estructura de la vía. Los gráficos de la derecha representan las fases de polarización entre las diferentes componentes de los acelerogramas.

Así una forma de conseguir un mejor valor de estas contribuciones es promediar los valores obtenidos de las ecuaciones (4.7) a (4.10).

$$\bar{\beta} = \frac{\beta_{\theta} + \beta}{2} \quad (4.11)$$

$$\bar{\alpha} = \frac{\alpha_{\theta} + \alpha}{2} \quad (4.12)$$

Una forma útil de interpretar el significado de estas contribuciones es asociar una representación geométrica similar a la utilizada en la teoría de la elasticidad en tres dimensiones, a partir de un elipsoide de revolución cuyos semiejes representan las tres direcciones principales (Popov, 2000). En elasticidad, este elipsoide de tensiones o deformaciones da indicación de la distribución de esfuerzos y, por tanto, de la energía de deformación asociada a los mismos. En el caso de la contribución de ondas superficiales, indica la energía del movimiento asociado a cada tipo de ondas, a partir de las razones definidas anteriormente.

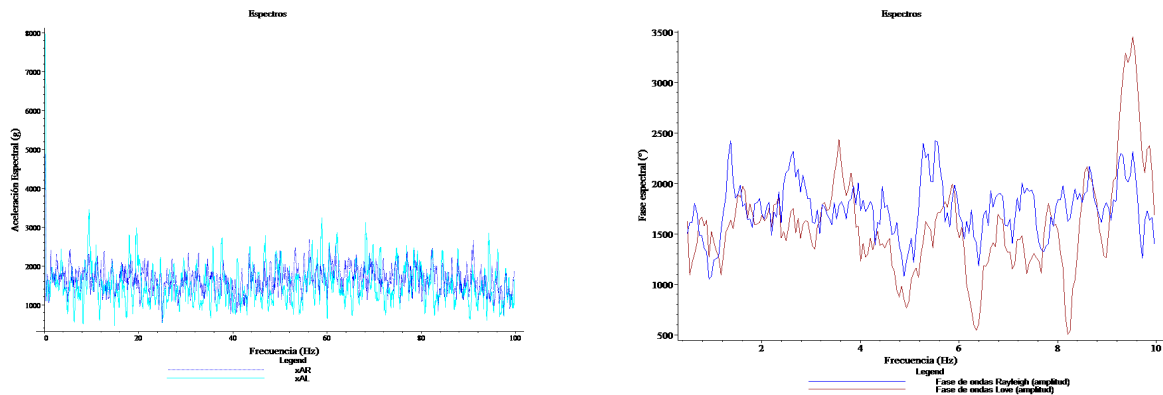


Figura 4-14. Representación de los espectros de las fases V/L y T/L del registro 006 en los intervalos 0-100 y 1-10 Hz. Se observa la estabilidad de los valores del espectro a partir del promedio, situado alrededor de 1700.

Considerando el volumen del elipsoide, relacionado con la energía total, se puede estudiar el aumento o la disminución de la energía o su redistribución en las diferentes componentes. Partiendo de la formulación de dicho volumen (Spiegel y Abellanas, 2000),

$$V_s = \frac{4}{3} \pi abc \quad (4.13)$$

donde V_s es el volumen asociado a la energía de las ondas superficiales y a, b y c las componentes de estas en las tres direcciones principales. Se observa que si la distribución es isótropa, entonces el volumen corresponde a una esfera y no existirá polarización alguna. La existencia de asimetría en la distribución hace que puedan definirse razones entre las componentes del movimiento (ya definidas) de forma que se refieran dos de éstas a una tercera y previa normalización de ésta última simplificar la expresión (4.13) sin más que sustituir, aplicando (4.11) y (4.12).

$$V'_s = \frac{4}{3} \pi \bar{\alpha} \bar{\beta} \bar{\gamma} \quad (4.14)$$

donde $\bar{\gamma} = 1$, es la razón normalizada para la componente longitudinal.

En (4.14) se han normalizado las tres componentes por la longitudinal y se han aplicado las razones V/L y T/L. La figura 4.15 muestra las diferentes vistas de los elipsoides correspondientes al registro utilizado en el análisis (006) junto con la referencia dada por la esfera de radio unidad. Esta representación simplificada no aporta información del volumen total, únicamente de la distribución geométrica del mismo. Así existe un factor

de escala que puede estimarse a partir de las ecuaciones (4.9) y (4.10) que representan promedios de los módulos de las razones. Finalmente la representación del elipsoide de la contribución de ondas superficiales puede escribirse como

$$V'_s = \frac{4}{3} \pi \bar{\alpha} \bar{\beta} \alpha \beta \quad (4.15)$$

donde se recoge información de los ángulos que forman las distintas componentes y de los módulos de los promedios de aceleración en los intervalos estudiados. Agrupando los términos de la contribución Rayleigh y Love se puede escribir (4.15) como

$$V'_s = \frac{4}{3} \pi AB \quad (4.16)$$

siendo en este caso $A = \alpha \bar{\alpha}$ y $B = \beta \bar{\beta}$ valores asociados a las ondas Love y Rayleigh respectivamente.

La verificación de la validez del método propuesto y los resultados obtenidos con este análisis será motivo de posteriores desarrollos, planteando la comparación con los análisis realizados con métodos de análisis de ondas superficiales de contrastada utilidad y solvencia, tales como el SASW (Olson et al, 1998; Menzies, 2000).

El siguiente módulo de análisis permitía el cálculo del HVSR, razón espectral entre las componentes horizontales y verticales de los registros y otros indicadores, definidos a continuación, como base del método de evaluación presentado en esta Tesis.

Como punto de partida, hay que mencionar que la definición del HVSR adoptada en este trabajo difiere de algunas presentadas en el Capítulo 3. La principal diferencia consiste en el cálculo de la componente horizontal del espectro (realmente el cálculo debe producir el espectro de la componente horizontal). Así Fhà et al. (2001) proponen el HVSR dado por la ecuación (3.72), Arai y Tokimatsu (2000 y 2004) proponen dos definiciones diferentes en cada uno de sus trabajos, dadas por (3.86) y (3.87), mientras que otros autores no indican cómo calculan dicha componente. Ya se ha indicado, en el análisis realizado en esta Tesis, que dentro del módulo 4 se ha calculado la componente horizontal neta. Así, en el cálculo del HVSR realizado a continuación, se utiliza el espectro de la componente horizontal de la aceleración registrada directamente en el terreno y no una elaboración numérica a partir de los espectros de las componentes del registro.

Como ya se ha indicado, el método planteado en esta Tesis para la evaluación de la respuesta sísmica de las infraestructuras ferroviarias representa una modificación del método de Nakamura en su formulación de 1996 y fue presentado en el 2º Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, celebrado en Málaga en 2003, por el Dr. M. Herráiz. y el autor de esta tesis.

El método de Nakamura, independientemente de la formulación teórica que se utilice para su justificación, se basa en la razón espectral H/V medida en la superficie y el factor de amplificación así obtenido es aplicable a todas las direcciones en el plano horizontal. Análisis de dinámica de vía han mostrado, principalmente en las LAV, que las acciones necesarias para producir la deformación de la vía son muy diferentes dependiendo de la dirección en la que se producen (Van't Zand y Moraal, 1998; Krylov et al., 2000; Esveld, 2001; Dahlberg, 2003; Casas et al., 2004), existiendo bajas resistencias laterales en la dirección transversal, frente a las verticales y longitudinales. Igualmente, la estabilidad de los trenes muestra una mayor vulnerabilidad en la dirección transversal a la vía que vertical o longitudinalmente (Hay et al., 1977; Blader, 1983; Blader y Mealy, 1985; Miura, 1996; Markine y Esveld, 2000; Rodríguez y Herráiz, 2001; Gallego y Gómez-Rey, 2001; Hecht y Schirmer, 2001; Kanao, 2001).

Estas evidencias muestran que la estimación de riesgo calculable a partir del índice de vulnerabilidad de Nakamura (1996) según la ecuación (3.62) puede no ser realista en función de la dirección en que se produce la amplificación dada por el HVSR. Por ello se propone una modificación de dicho método que aporta información específica del

riesgo de deformación en la dirección más desfavorable dentro de los elementos de las LAV. Para ello se calcula el factor de amplificación neto en la dirección transversal a la vía, que estará asociado mayores daños en caso de un movimiento sísmico.

Como primer paso se define una nueva razón espectral que cuantifica la relación de los dos movimientos horizontales. Esta nueva razón, denominada “**Factor de ripado**” queda definida como

$$T_r = \frac{T_{SR}}{L_{SR}} \quad (4.17)$$

donde T_{SR} y L_{SR} son los espectros de las componentes transversal y longitudinal medidas en los elementos de la LAV. El subíndice indica que son las componentes de los espectros para el cálculo de la razón espectral (Spectral Ratio) para diferenciar esas componentes de las de los acelerogramas antes utilizadas para el cálculo de la contribución de ondas superficiales.

T_r muestra la tasa de desplazamiento transversal (que tiende a deformar la vía) con respecto al longitudinal. Como se observa en la figura 4.13 la falta de confinamiento del balasto en la dirección transversal a la vía produce una “polarización” del movimiento en dicha dirección y, si la fuerza actuante excediera la resistencia del balasto, la fluencia lateral de éste produciendo la desconsolidación de la vía y su posible deformación.

El factor T_r da indicación únicamente de la distribución en el plano horizontal de la amplificación esperable en dicho plano. Sin embargo, esta última amplificación ha de calcularse a partir del HVSR clásico. Así, aplicando esta razón de ripado a la razón espectral de Nakamura se obtiene el denominado “**Factor de Amplificación Transversal Efectiva**” (FATE) aplicable en idénticas condiciones que la razón HVSR a todos los elementos de las infraestructuras ferroviarias que soporten vías balastadas.

$$T_{FATE} = \frac{QTS \cdot T_r}{T_r + 1} \quad (4.18)$$

La expresión (4.18) cuantifica la amplificación efectiva en la dirección transversal a la vía utilizando los espectros de los registros de microtemores y pasos de trenes realizados en las LAV, con únicamente una condición, que la orientación de los sensores sea coincidente con las direcciones principales de la propia vía (figura 4.13).

La figura 4.16 muestra la forma de las funciones QTS , T_r y T_{FATE} del registro utilizado en el análisis. En dicha figura también se muestra la característica antes mencionada de los módulos de cálculo, la de permitir la representación de varias variables simultáneamente en un solo gráfico. En dichos gráficos se observa el comportamiento general de las diferentes razones espectrales. Si bien el análisis detallado de los resultados representados por dichos gráficos se realiza en el capítulo siguiente, sí es adecuado indicar las líneas generales del comportamiento de los datos.

En la fila superior de la figura 4.16 se muestran las razones espectrales HVSR ó razón de Nakamura en el intervalo general del análisis, el anteriormente indicado 0.25-99.75 Hz, y el de interés para los estudios habituales de Ingeniería Sísmica, 0.25-10.0 Hz. Se observa un pico de amplificación en torno a la frecuencia de 0.50 Hz, siendo el factor de amplificación aproximadamente de 68 (ver figura 4.4).

La fila segunda muestra idénticos gráficos para el factor de ripado. En este caso el comportamiento de los espectros es muy diferente. Así como en el HVSR los valores de la razón son muy pequeños excepto en los intervalos correspondientes a las bajas y altas frecuencias, en el caso del factor de ripado éste muestra un patrón de respuesta más complejo, lo que pone de manifiesto la variabilidad de la respuesta de la capa de balasto ya indicada anteriormente y la compleja influencia asociada a la geometría de la vía y la correspondiente a los diferentes elementos que la componen.

La tercera fila muestra los resultados correspondientes al FATE. Como es fácil ver de la expresión (4.18), la forma de dicha razón espectral debe situarse bajo la envolvente del HVSR, definido conforme a la formulación de Nakamura de 1996 como QTS.

Dicha interpretación queda claramente indicada si en (4.18) se separa la contribución de la formulación de Nakamura de la presentada en esta Tesis para el T_{FATE} .

$$T_{FATE} = QTS \cdot \frac{T_r}{T_r + 1} \quad (4.19)$$

donde el factor $T_r/T_r + 1$ es siempre menor de la unidad. Así, el valor del factor T_{FATE} se encuentra en todo momento por debajo del correspondiente al QTS.

Este resultado es lógico ya que como se indicó anteriormente, el T_{FATE} puede interpretarse como la proyección en la dirección transversal a la vía del QTS, no siendo posible que una componente de un vector sea mayor que el módulo del mismo.

Por último, para finalizar con el análisis de registros desarrollado en esta Tesis, el último módulo consiste en el cálculo y representación de las velocidades y desplazamientos correspondientes a los registros. Para ello se ha utilizado un método de integración numérico triangular, en el que el valor correspondiente a la variable de integración resulta del producto del incremento del valor del registro, multiplicado por el intervalo de discretización de dicho registro.

En detalle, partiendo de la formulación de la diferencial de una variable numérica aplicada a la velocidad y desplazamiento correspondientes a los valores de aceleración de los registros (Spiegel y Abellanas, 2000)

$$v = \frac{dx}{dt} \text{ y } a = \frac{dv}{dt} \quad (4.20)$$

se obtiene que el incremento en dichas variables puede expresarse como

$$dv = \Delta a \cdot dt \text{ y } dx = \Delta v \cdot dt \quad (4.21)$$

Considerando el valor de Δa como el incremento de la aceleración entre dos valores consecutivos del registro, puede calcularse el valor de la velocidad y del desplazamiento a partir de

$$v = \Delta a \cdot \Delta t \text{ y } x = \Delta v \cdot \Delta t \quad (4.22)$$

donde Δt es el intervalo de discretización del registro ($\Delta t = 0.005$ s) y Δa y Δv se definen para cada valor del registro como $\Delta a_n = a_{n+1} - a_n$ y $\Delta v_n = v_{n+1} - v_n$, respectivamente, como los incrementos de las variables entre dos valores consecutivos (n y n+1).

Este proceso de integración numérica produce un estrechamiento de los registros de $2\Delta t$ para las velocidades y de $4\Delta t$ para los desplazamientos, lo que significa 0.02 y 0.04 segundos respectivamente.

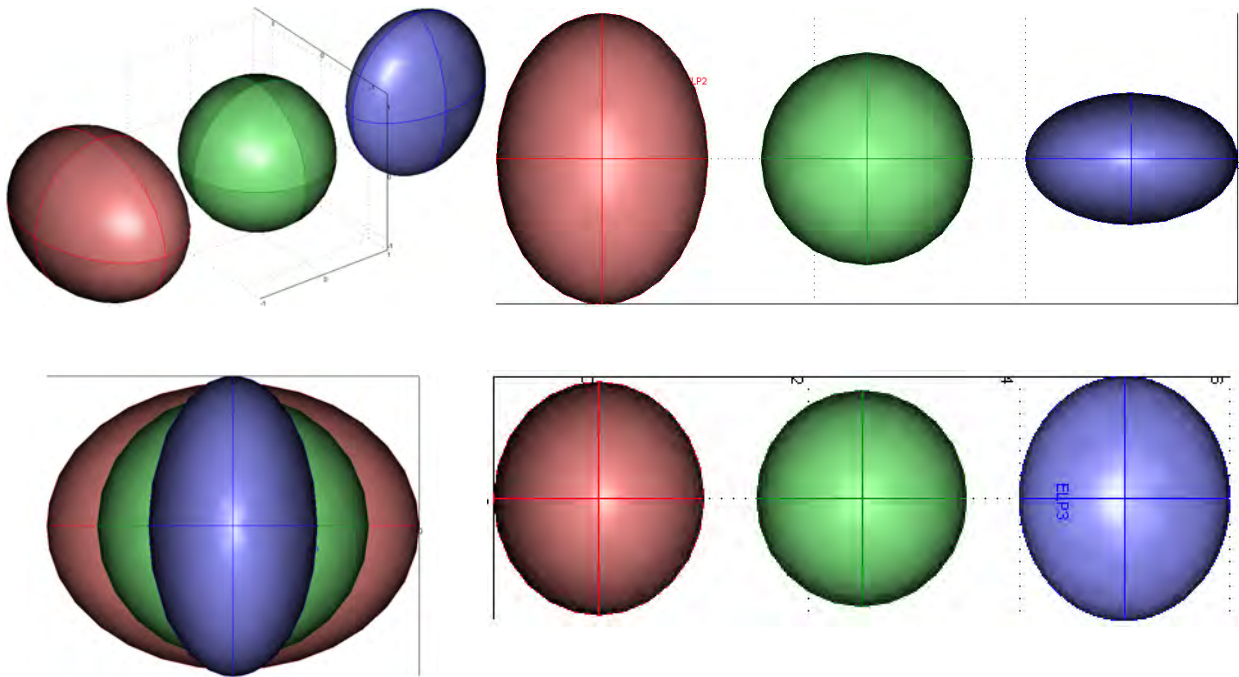


Figura 4-15. Figuras correspondientes a la representación de los índices de contribución de ondas superficiales (α y β) como elipsoides de revolución. Se muestran 3 figuras en cada imagen: la esfera verde como referencia de la isotropía de las oscilaciones (esfera de radio unidad); la azul correspondiente a la distribución producida por el paso de trenes y la marrón-violeta correspondiente al registro de microtremores. En la fila superior se muestran las imágenes en tres dimensiones: las direcciones X, Y y Z del programa corresponden a las L, T y V de los registros, estando la componente L normalizada a la unidad y representándose las razones T/L y V/L; a su derecha las proyecciones en el plano horizontal (L-T). En las figuras inferiores, a la izquierda, se muestran las proyecciones en el plano T-V y a la derecha en el plano vertical longitudinal (L-V). Se observa el cambio de la forma de los elipsoides para el registro de microtremores y el paso de trenes. El caso presentado, correspondiente a medidas realizadas en el hombro del balasto con paso de un tren AVE por la propia vía de registro, muestra que para los microtremores existe una contribución importante de ondas Love, mientras que las Rayleigh tienen poca importancia. El registro del paso de tren modifica la distribución, disminuyendo la contribución de las ondas Love y produciendo un ligero aumento de las Rayleigh. Como se ha comentado en el texto, esta representación muestra únicamente la distribución geométrica del volumen correspondiente al movimiento del vector de posición (llamado habitualmente el movimiento de la partícula), no el valor absoluto del mismo. El tamaño asociado a cada volumen puede estimarse considerando los promedios de las aceleraciones en los intervalos correspondientes del análisis, conforme a la ecuación (4.15).

Igualmente, dentro del módulo de cálculo también se han obtenido los valores máximos de las variables en los registros. Estos valores son de especial interés para la elección de los equipos de registro del sistema de control sísmico, permitiendo disponer de niveles de disparo aplicables a sismómetros (como registradores de velocidad) y a sistemas basados en niveles de deformación a partir de control óptico (mediante láser) o de interferometría.

La figura 4.17 muestra la velocidad y desplazamiento (en unidades del S.I.) de la componente horizontal del registro 006. Es preciso mencionar que los colores que muestran las diferentes variables se deben a gráficos que provienen de diferentes módulos de análisis de los mostrados en la figura 4.7.

4.5. CÁLCULO DE ÍNDICES

Los factores o variables más significativos del análisis realizado en esta Tesis se han ido indicando en el apartado anterior. En la figura 4.4 se muestra la ficha de registros diseñada para la clasificación de los registros y en ella se recogen los índices más importantes, necesarios para el análisis y representación de los resultados que se realiza en apartados posteriores.

El contenido físico de cada uno de ellos ha sido ya definido en apartados anteriores y por ello cabe únicamente relacionarlos, pudiéndose revisar en detalle en el Anexo I.

En la figura indicada se recogen los datos de cabecera del registro y los correspondientes al análisis. Éstos se encuentran separados en el dominio del tiempo y la frecuencia.

En el dominio del tiempo se muestran los valores pico y promedio de las tres componentes del acelerograma y de la componente horizontal neta calculada a partir de las componentes N-S (Longitudinal) y E-W (Transversal).

En el dominio de la frecuencia se recogen los valores de la frecuencia propia (F), el factor de amplificación (A) y el índice de vulnerabilidad de Nakamura ($k = A^2/F$) calculados para el QTS, el factor de ripado y el FATE. Adicionalmente se muestran los valores de los factores de contribución de ondas Rayleigh y Love [ecuaciones (4.11) y (4.12)] correspondientes a las ventanas de microtemores y de paso de tren del registro analizado.

4.6. REPRESENTACIÓN DE RESULTADOS (ZONACIÓN SÍSMICA)

Un elemento imprescindible para la representación de resultados es la cartografía detallada de las zonas de estudio. En esta Tesis se han utilizado dos tipos de mapas diferentes. Por un lado los mapas editados por el Instituto de Cartografía de Andalucía (I.C.A.), a escala 1:10.000, manejados a través de la planera del programa Mulhacén v.2 y por otro los planos 1:1.000 realizados para Renfe a través de la restitución de un vuelo fotogramétrico de 1994.

Los planos correspondientes a la restitución únicamente recogen el trazado de la línea (desde Madrid a Sevilla) en la zona correspondiente a la plataforma y área del cerramiento de la línea (Figura 4.18). Esta cartografía permite una representación detallada de los datos obtenidos, si bien no permite disponer de una visión general del marco topográfico en que se sitúan los emplazamientos del estudio (este punto es importante a la vista de intentar identificar posibles efectos topográficos en los resultados). Hay que indicar que estos planos se encuentran realizados en formato Autocad v.12.0 (Autodesk Inc.) lo que ha hecho necesario la conversión de formatos para poder utilizarlos con programas más modernos de dibujo vectorial.

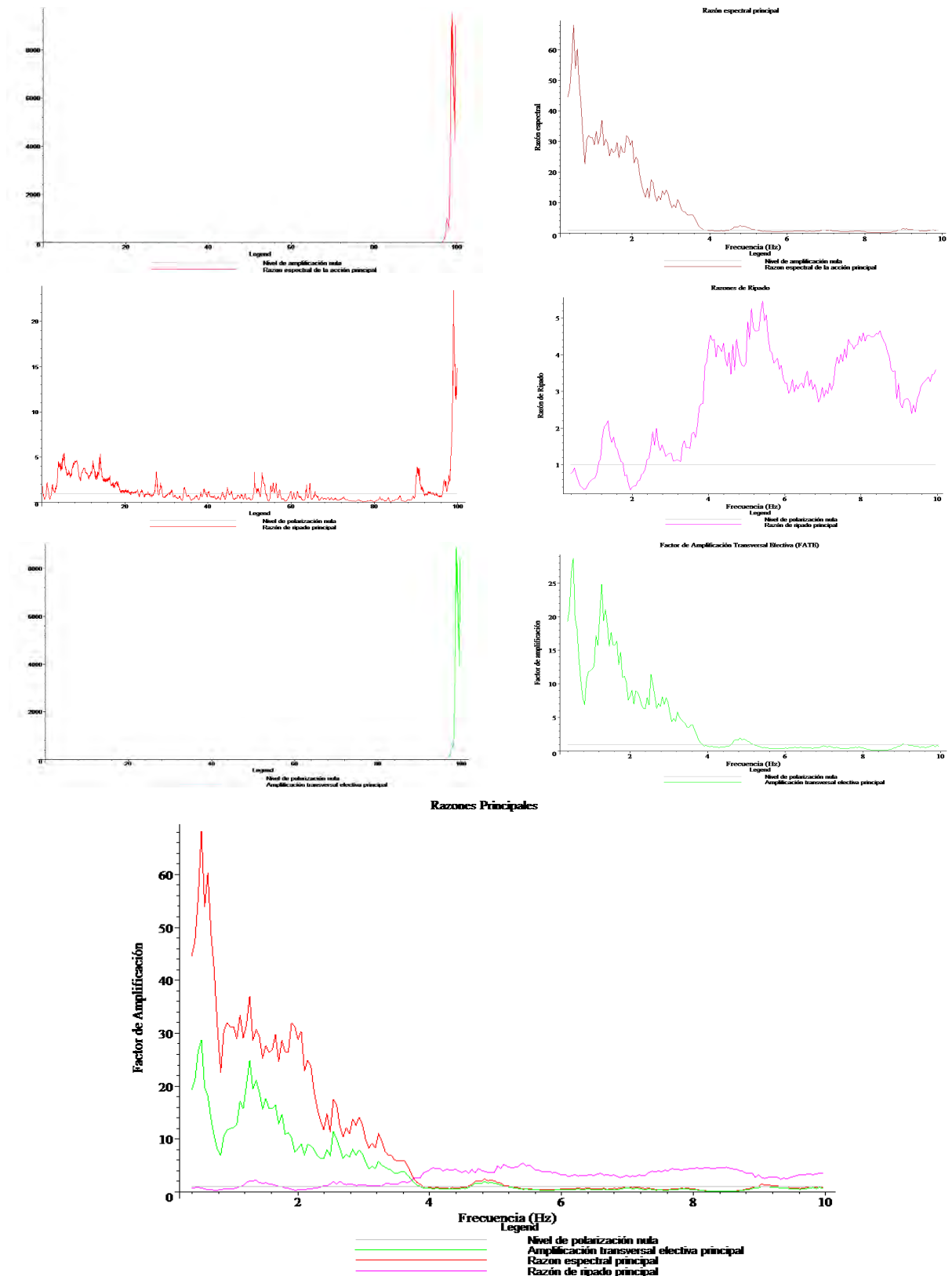


Figura 4-16. Razones espectrales correspondientes al registro 006 utilizado en el ejemplo de análisis. La fila superior muestra la razón HVSR de Nakamura en la banda de frecuencias de cálculo (0-100 Hz) y en la de interés correspondiente a esta Tesis (0-10 Hz). Las dos siguientes muestran las razones correspondientes al Factor de Ripado y Factor de Amplificación Transversal Efectiva (FATE) en los mismos intervalos. La figura inferior muestra las tres razones en el intervalo de estudio de esta Tesis.

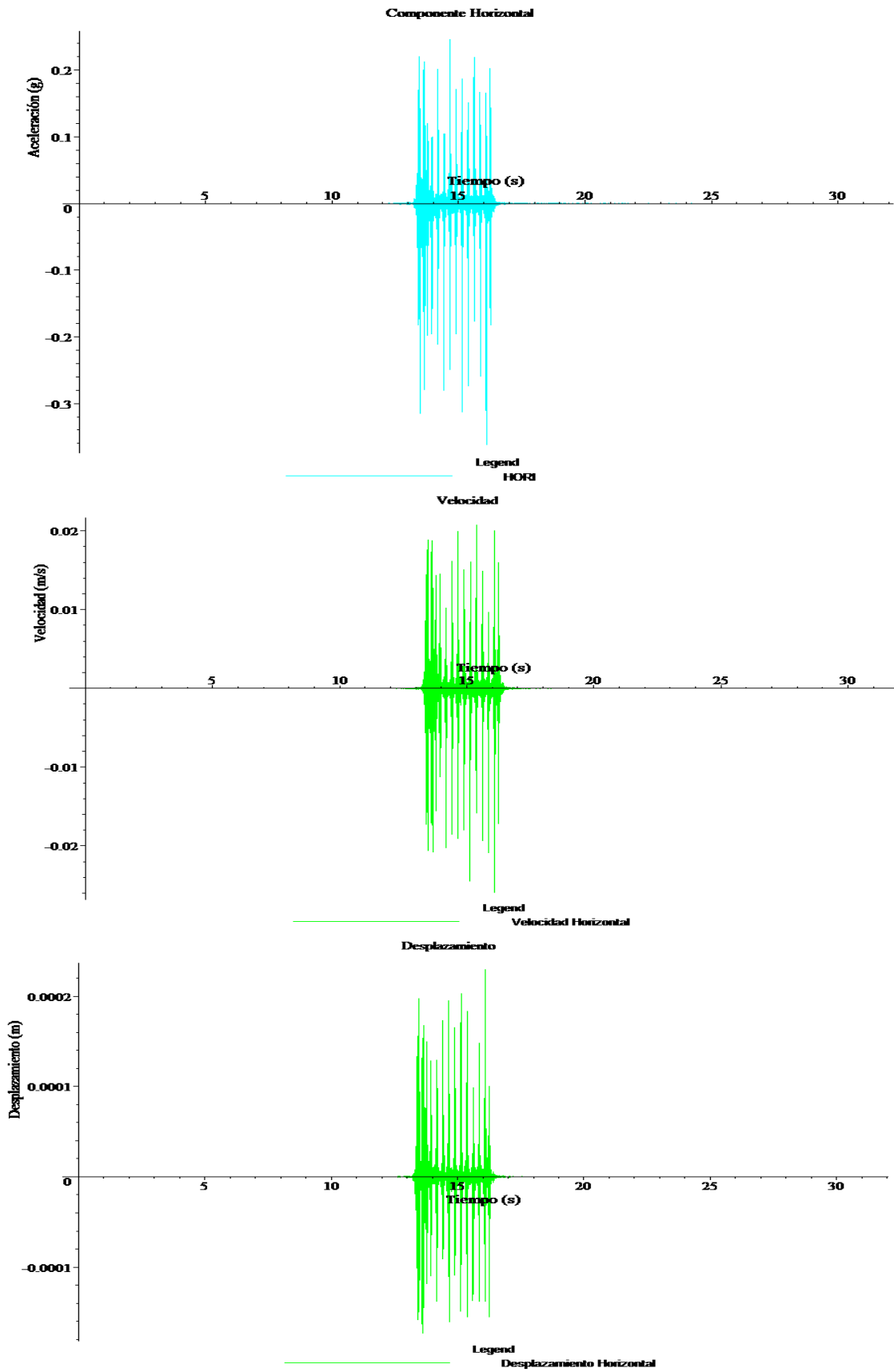


Figura 4-17. Gráficos de aceleración (en unidades de g), velocidad (en m/s.) y desplazamiento (en m.) del registro 006.

Los mapas escala 1:10.000 del I.C.A. se encuentran en formato ráster, siendo posible su uso tanto a partir del programa desarrollado por el I.C.A. como utilizando cualquier otro programa de información geográfica compatible con el mencionado formato. Debido al elevado tamaño de los archivos y a algunas limitaciones del programa Mulhacén (Figura 4.19) se ha procedido a convertir los mapas de formato ráster a formato vectorial, permitiendo un manejo más sencillo y la posibilidad de aumentar los gráficos hasta límites cercanos a los proporcionados por los planos 1:1.000. Los mapas del I.C.A. se encuentran editados en CD, por provincias, habiendo dispuesto del correspondiente a la provincia de Córdoba para este estudio. La principal ventaja del uso de estos mapas ha sido la posibilidad de situar los puntos de registro mediante sus coordenadas geográficas calculadas por el programa a partir de los datos incluidos en los archivos ráster. Su principal inconveniente es la dificultad de exportar o convertir los mapas finales (con la inclusión de los datos del análisis) a formatos que permitieran un fácil manejo y edición.

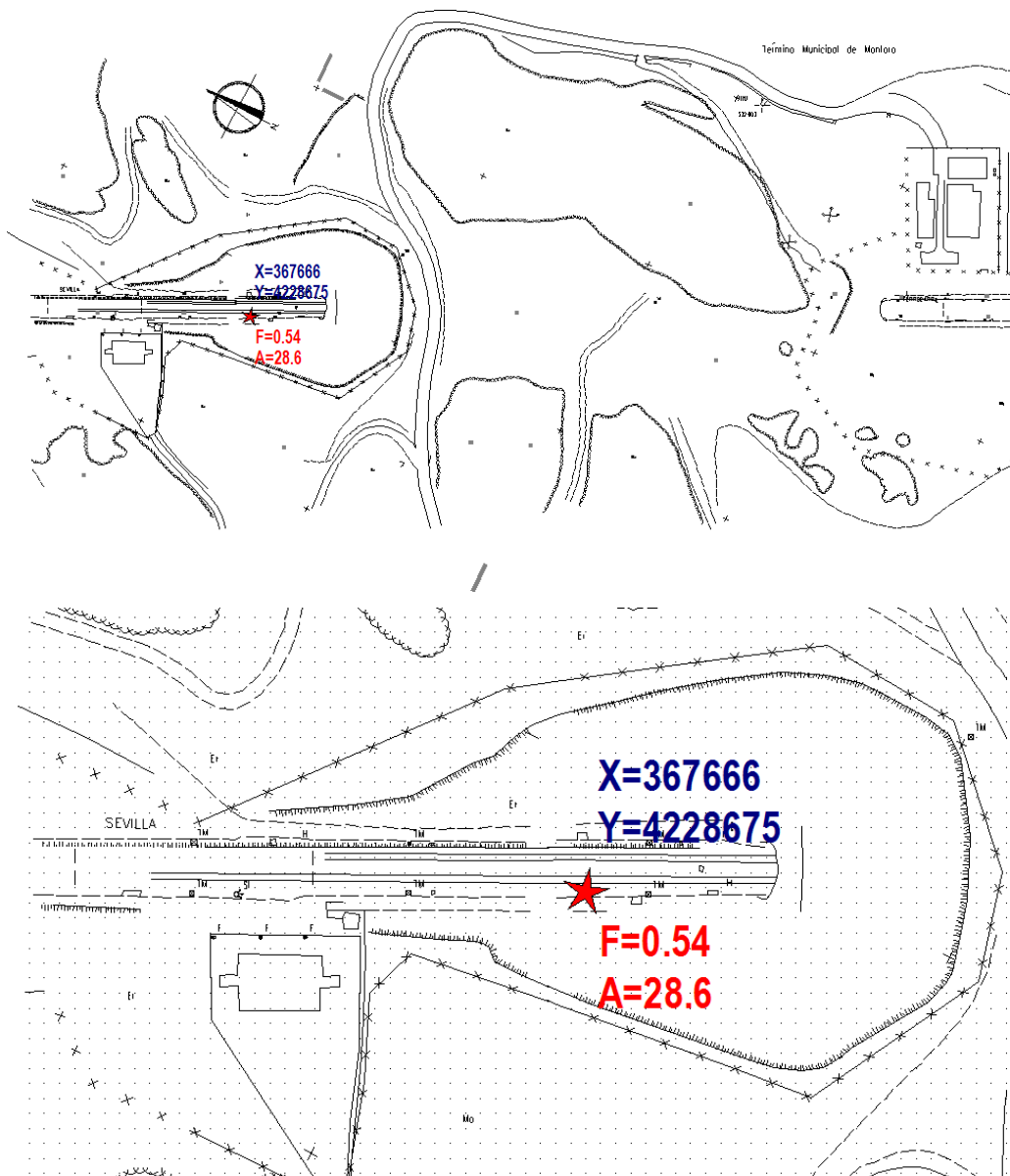


Figura 4-18. Planos correspondientes a la hoja 402 de la cartografía del AVE, escala 1:1.000. Arriba se muestra la hoja completa (a excepción del marco y datos del cajetín) y abajo un detalle del punto de registro. En ambos se indican los valores de la frecuencia propia y el factor de amplificación calculado en dicho punto y las coordenadas del mismo.

Como ya se ha indicado en varios puntos anteriores, el objetivo de esta Tesis, en lo correspondiente al presente capítulo, era desarrollar la metodología necesaria para la realización de un estudio exhaustivo de la respuesta sísmica de la LAV Madrid-Sevilla en los diversos aspectos ya mencionados. El trabajo correspondiente a la elaboración detallada de los mapas y demás gráficos se encuentra fuera de su alcance y forma parte de trabajos posteriores que apliquen los desarrollos presentados aquí. Sin embargo, en el Anexo III se recogen los mapas, escala 1:1000, correspondientes a los registros realizados en el área de Villanueva de Córdoba, indicando los valores de F y A para el FATE de cada punto de registro.

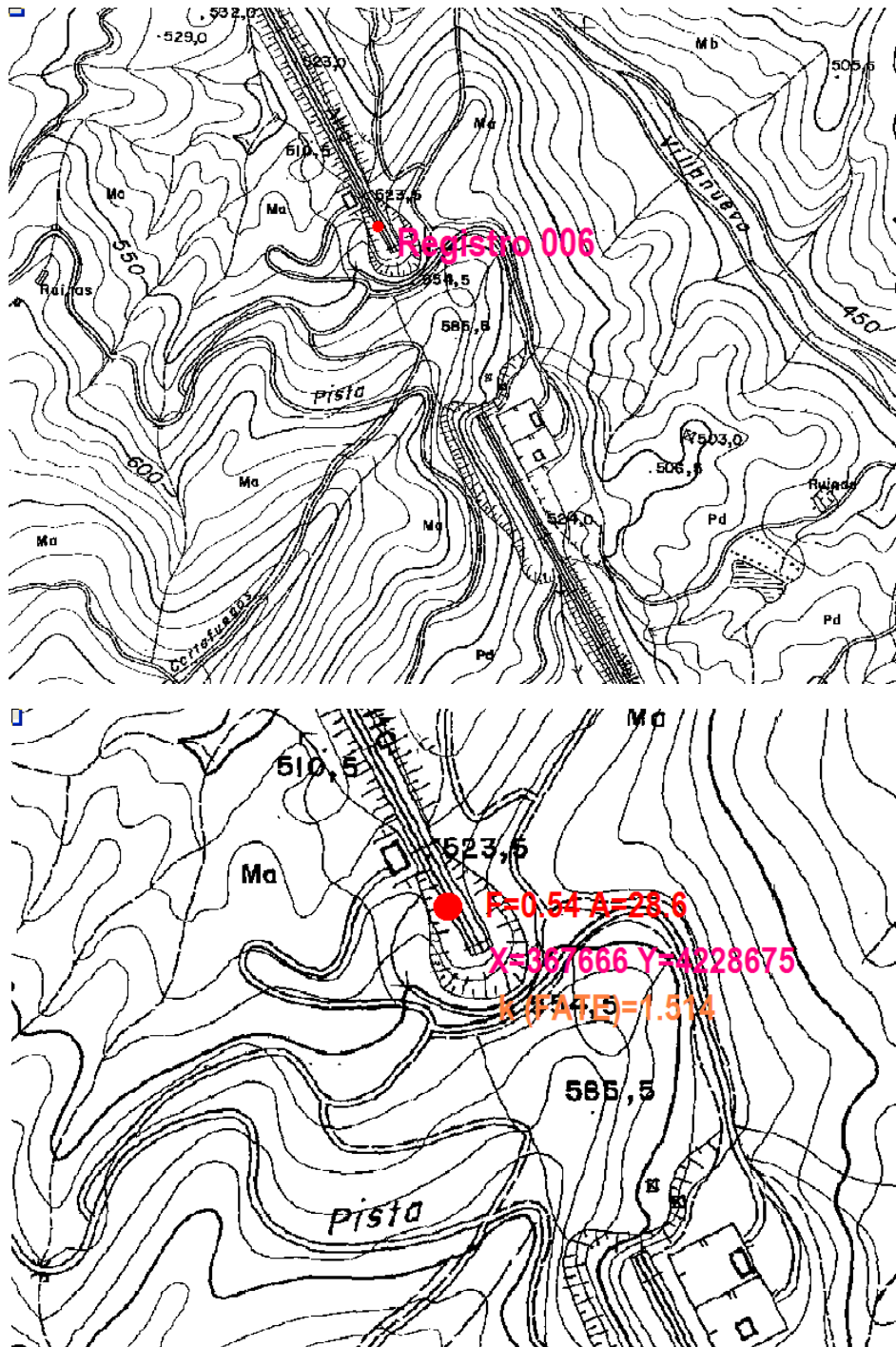


Figura 4-19. Imágenes correspondientes al mapa G88214, escala 1:10.000 del I.C.A., elaboradas con el programa Mulhacén, indicando los valores propios del registro y las coordenadas del punto de registro (dadas por el propio programa) correspondientes al mismo punto de registro de la figura 4.18.

5. ZONACIÓN SÍSMICA DE LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-SEVILLA

5.1. INTRODUCCIÓN

Una vez que se ha definido teóricamente el método de evaluación, el proceso de análisis y los parámetros más representativos de la vulnerabilidad de las líneas de ferrocarril de Alta Velocidad, este capítulo presenta los primeros resultados obtenidos tras la aplicación del método a un tramo de la Línea de Alta Velocidad Madrid-Sevilla, correspondiente al trayecto indicado del área de Villanueva de Córdoba, entre los puntos kilométricos (PP.KK.) 285.200 y 300.000.

Se discuten los valores obtenidos de aceleración en los diferentes elementos de la infraestructura y de los diversos indicadores que se han definido: factores de contribución de ondas superficiales, frecuencia propia, factor de amplificación (del HVSR y del FATE), factor de amplificación de ondas internas, índice de vulnerabilidad de Nakamura y algunos específicos de algunos elementos que han requerido un análisis individualizado, como son las frecuencias propias de oscilación de algunos viaductos y la deformación de las capas de suelo en la plataforma ferroviaria.

Con la información anterior se han calculado funciones de transferencia promedio de algunos de los elementos de las infraestructuras y a partir de ellas, se presentan valores de referencia útiles para definir los niveles de disparo del sistema de control sísmico propuesto en esta Tesis.

Además se hace un repaso de diferentes sistemas de alarma y control sísmico existentes en el mundo haciendo especial hincapié en aquellos instalados en las administraciones ferroviarias. Finalmente se presenta un sistema de control sísmico para la LAV Madrid-Sevilla directamente integrable en los sistemas de control de tráfico ferroviario existentes en dicha línea, definiendo tanto técnica como económicamente los equipos a instalar, su funcionalidad y una propuesta de protocolo de actuación para la gestión de las alarmas del sistema.

5.2. PARÁMETROS DE CONTROL

En el capítulo 4 se ha presentado el método para evaluación sísmica de las líneas del ferrocarril español, principalmente aplicable a las LAV, utilizando los datos de la campaña de registro realizada en un tramo de la línea Madrid-Sevilla, en la zona más escarpada de la misma, durante el otoño del año 2002. Adicionalmente, se realizaron registros en otros puntos de la línea para tener conocimiento de los límites de las acciones esperables por el paso de los trenes y en puntos de las líneas convencionales en donde se realizaron registros durante trabajos de mantenimiento de la maquinaria de vía, para disponer de valores iniciales de dichas acciones.

Como resultados generales se presentan los valores de aceleración registrados en cada uno de los elementos de la línea, tanto correspondientes a ruido como a paso de trenes, para establecer los niveles de disparo de los sistemas de control.

A continuación se presentan los valores de las frecuencias propias, los factores de amplificación y los factores de contribución de ondas superficiales calculados.

Finalmente, para los emplazamientos en suelo, se presentan los índices de vulnerabilidad de suelos, los factores de amplificación de ondas internas y las deformaciones esperables en los diferentes emplazamientos. Para el cálculo de éstas últimas se establecen varios valores de las propiedades de dichas

plataformas, mediante la variación de los valores de la velocidad de transmisión de las ondas de cizalla en el medio.

5.2.1. Valores de aceleración

Se han realizado registros de ruido en todos los elementos analizados. La cobertura de los mismos fue bastante desigual, provocado principalmente por las limitaciones de tiempo en los trabajos de campo y porque en algunos de los emplazamientos la permanencia para verificar la validez de los registros, y de este modo poder completar los datos con un número mayor, no fue posible. Tal fue el caso de algunos registros en túneles, en los tableros de los viaductos y en la caja de la vía. Pese a todo ello los valores obtenidos son coherentes con los esperables (con respecto a los de referencia) y válidos para utilizarlos como niveles de disparo en los sistemas a instalar.

A continuación, se muestran los valores promedio, tanto para los registros de ruido como para los pasos de trenes, así como los valores máximos en las componentes verticales y horizontales medidos para el paso de trenes en los diferentes elementos evaluados en la zona de estudio. Se comentan los resultados obtenidos considerando los motivos de dichos valores y su influencia en los efectos esperables sobre los mencionados elementos.

5.2.1.1. Plataformas y suelos

Los valores obtenidos para las aceleraciones en plataforma corresponden, respectivamente, a 0.0001 y 0.00004 g para el ruido en sus componentes horizontal y vertical y de 0.0059 g para los de ambas componentes en los registros correspondientes al paso de trenes. Considerando las máximas aceleraciones por el paso de trenes en los emplazamientos en suelos (Plataforma y terreno sobre las zapatas de las pilas del viaducto de Martíndientes) los valores oscilan entre 0.004 y 0.042 g para las componentes verticales y entre 0.010 y 0.071 g para las horizontales (Figura 5.1).

Estos valores, realizando la correspondiente conversión a unidades de uso más habitual en sismología, muestran que el efecto del paso de los trenes se siente, en promedio, como un sismo de aceleración media de 6 gales (cm/s^2), tanto en sus componentes horizontales como verticales, con valores máximos de 71 y 42 gales, respectivamente para las mismas componentes.

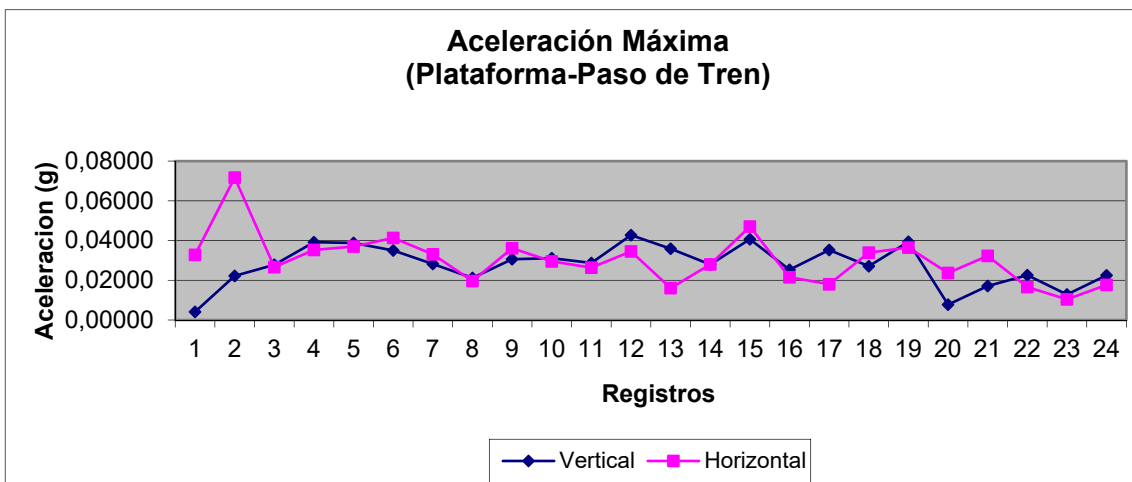
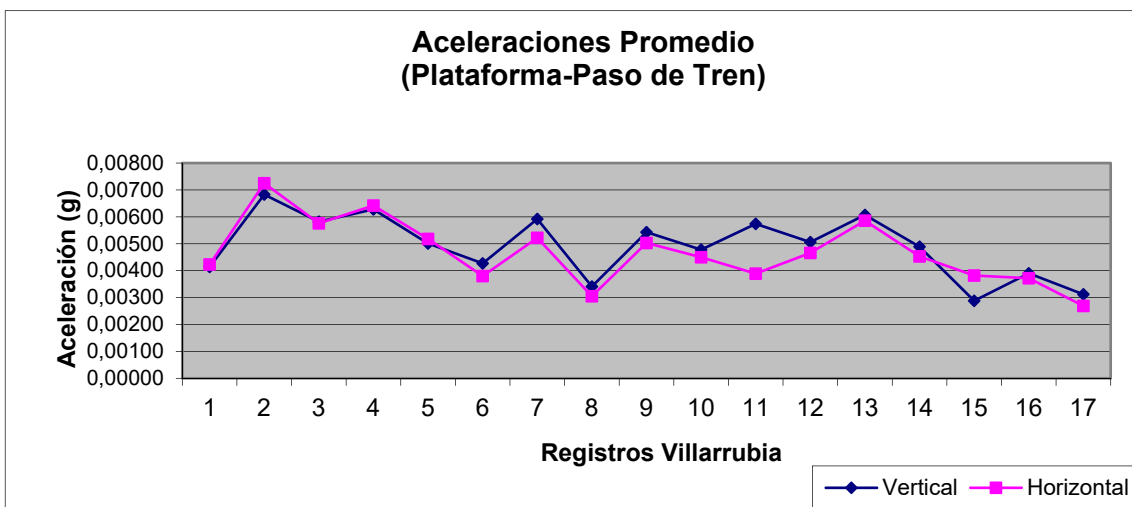
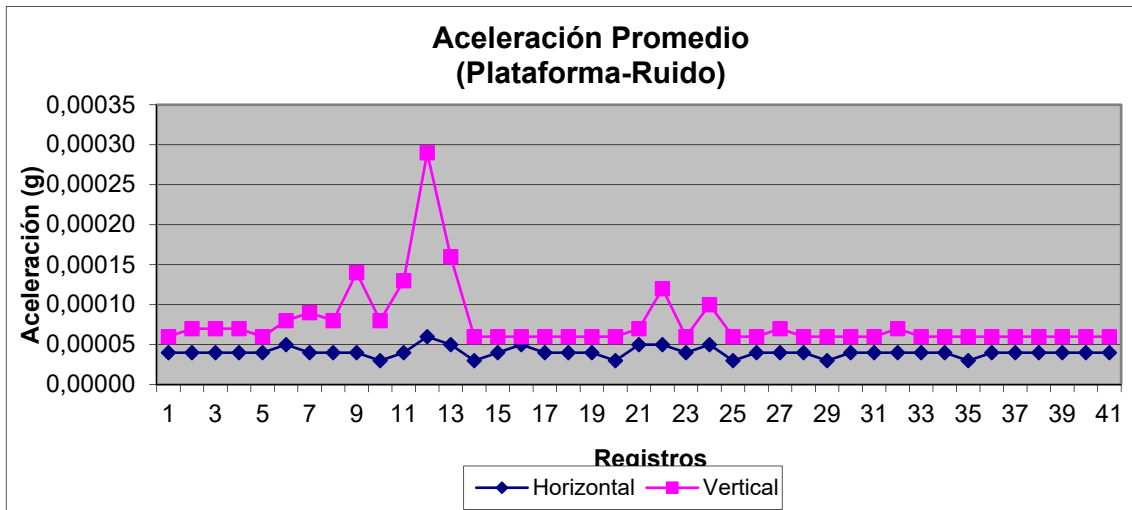


Figura 5-1. Valores de aceleración correspondientes a plataformas de la LAV Madrid-Sevilla. La figura superior muestra los valores medidos en varios emplazamientos (Parla, Villanueva y Villarrubia de Córdoba) para los registros de ruido. La figura central corresponde a los de paso de tren (en promedio) para un único emplazamiento en Villarrubia donde se situó el equipo con nivel de disparo predefinido (0.05 g) y que registró el paso de 17 trenes en el trayecto Córdoba-Sevilla. El gráfico inferior representa los valores máximos de todos los registros de paso de trenes realizados tanto en plataformas como en los suelos de las zapatas del viaducto de Martíndientes.

Se observa que los valores obtenidos son muy similares en ambas componentes. Considerando los registros de ruido los correspondientes a las componentes verticales son ligeramente superiores a los de las horizontales (del orden del doble). Sin embargo, debido a los bajos niveles de aceleración, muy cercanos al umbral de detección del equipo utilizado, estas diferencias no pueden considerarse muy representativas. Si se analizan los valores correspondientes a los registros de pasos de trenes se observa que la razón entre las componentes verticales y horizontales, nuevamente en promedio, se sitúa en torno a un factor de 2.5, valor mayor que el esperable en situación de isotropía de la vibración y el medio que, teóricamente, habría de ser de $\sqrt{2} \cong 1.4$. Los valores de la aceleración en el caso del paso de trenes muestran una distribución similar para las componentes vertical y horizontal, con lo que la diferencia entre ambas razones (para el caso de los registros de ruido) se debe a modificaciones en la composición (tipo de ondas) de la vibración registrada. El análisis de los factores de contribución de ondas superficiales que se presenta más adelante permitirá distinguir más claramente los mecanismos responsables de tales distribuciones.

Los valores máximos de aceleración obtenidos para los registros analizados permiten definir unos niveles iniciales de disparo para los sistemas de alerta sísmico a disponer en las LAV. Así, pueden establecerse como valores umbrales para el desencadenamiento de las alertas 0.080 g de aceleración horizontal y 0.045 g para la componente vertical.

5.2.1.2. Balasto

Los valores obtenidos para ruido y paso de trenes aportan valores promedio de 0.0002 y 0.00007 g y de 0.0280 y 0.0320 g para las componentes horizontales y verticales, respectivamente. Los valores máximos en ambas componentes para las aceleraciones producidas por el paso de trenes se sitúan entre 0.008 y 0.685 g para la componente vertical y entre 0.024 y 0.365 g para la horizontal (Figura 5.2). Dichas variaciones se deben a la disposición del punto de registro en la capa de balasto, con respecto a la vía de circulación y el tipo de tren, dependiendo de la carga por eje de éste (Figura 1.16).

Los valores de aceleración para los registros de ruido se sitúan en valores muy similares a los obtenidos para registros en plataformas y suelos, siendo algo superiores a éstos pero encontrándose también muy cercanos a los umbrales de detección de los equipos. Esta excedencia se debe a que la capa de balasto, a pesar de su naturaleza de medio discreto, es continua a lo largo de toda la vía y las vibraciones transmitidas por las circulaciones de los trenes y/u otras acciones externas (vibraciones de estructuras, dilataciones térmicas de los carriles, etc.) viajan a través de ella de forma continua (en el espacio y en el tiempo), existiendo en todo momento fuentes continuas de vibración que afectan a dicha capa. Aún más, la propia naturaleza y función del balasto, como disipadora de la energía de los pasos de trenes y por tanto con una elevada transmitancia mecánica, hace que dichas vibraciones se transmitan eficientemente a lo largo de la capa de balasto, produciendo un fenómeno similar a una canalización longitudinal de ondas.

Al igual que en caso de las plataformas y suelos, considerando que la distribución de las propiedades de los materiales y de las vibraciones es isotrópica y homogénea, la cantidad de energía contenida en la vibración del plano horizontal debe ser próxima a $\sqrt{2}$ veces la de la componente vertical. En el caso de los registros de ruido esta razón se sitúa en 2.8, valor doble del esperado teóricamente ($2.8 \cong 2 \cdot \sqrt{2} = 2.82$). Este valor indicaría anisotropía en la distribución de la vibración o bien asimetría en la geometría de la capa de balasto. Sin embargo, en este caso dicho valor tiene una clara explicación física y deriva del método utilizado para la realización de los registros. Para la realización de dichos registros el acelerómetro se introdujo en un hueco realizado en la capa de balasto y se rodeó de piedras hasta el nivel de su superficie superior (Figura 5.3). Esto hacía que en las direcciones horizontales el equipo estuviese rodeado por balasto en 4 caras, mientras que en la dirección vertical únicamente existía contacto y por tanto transmisión de energía en la cara inferior. Esta situación produjo que la energía esperable en la dirección vertical fuese la mitad de la transmitida si el equipo se hubiese enterrado completamente en el balasto (este punto debe ser cuidadosamente verificado en posteriores estudios), cumpliendo por tanto con el valor de la razón obtenida experimentalmente. Adicionalmente, se realizaron registros situando una pesa de 10 Kg sobre el acelerómetro con el fin de determinar la influencia de este fenómeno, sin

embargo las características del emplazamiento (con un apreciable bache que provocaba aceleraciones verticales de casi 1.5 g) no permitieron obtener resultados concluyentes.

Cuando se consideran los registros de paso de trenes la distribución de los valores de aceleraciones promedio y máxima varía fuertemente, principalmente debido a los procesos no lineales por las elevadas cargas dinámicas inducidas por la rodadura de los trenes sobre la vía. Estos fenómenos hacen que el promedio de la aceleración vertical exceda en un 15 % el de la componente horizontal, mientras que esta razón se sitúa en valores del 88 % de excedencia para las máximas aceleraciones en las mismas componentes.

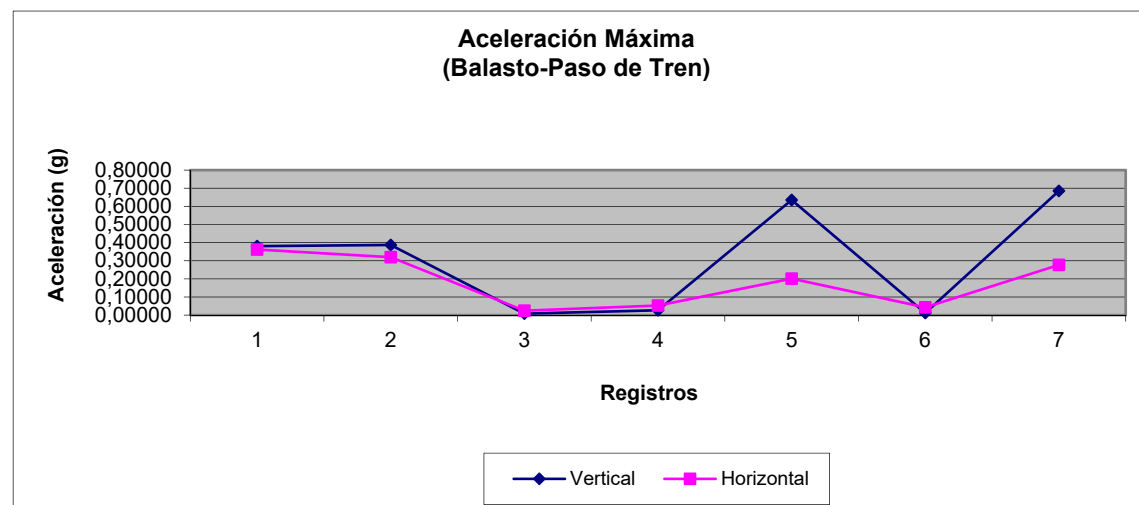
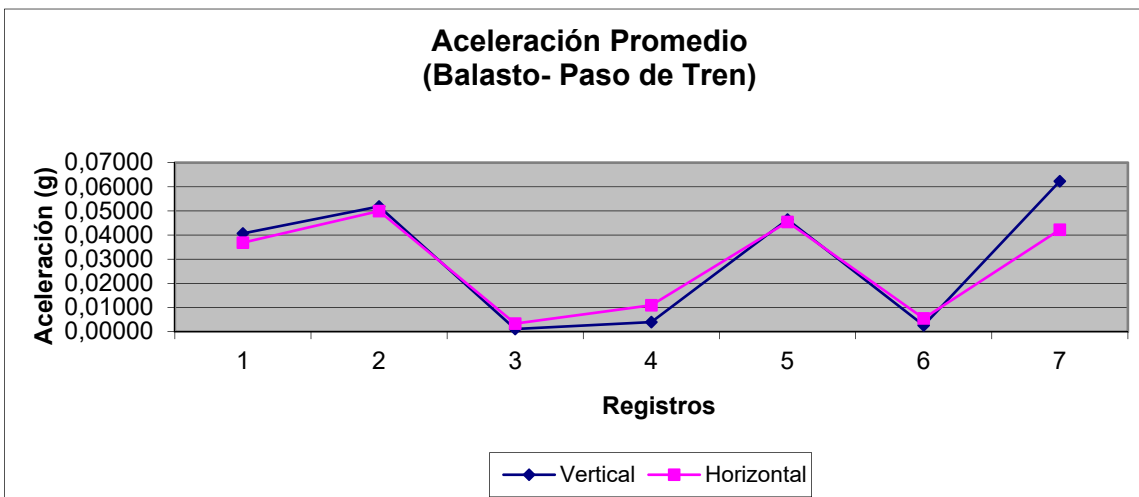
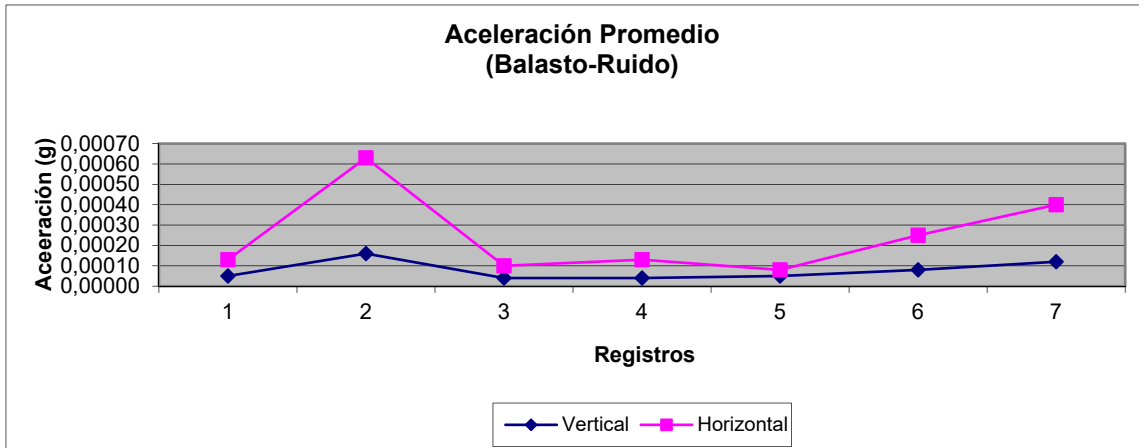


Figura 5-2. Valores de aceleración correspondientes a la respuesta de la capa de balasto. Los registros corresponden a dos emplazamientos en Parla y Villanueva de Córdoba.

Estas razones también varían de forma importante dependiendo de la situación relativa del equipo de registro respecto de la vía por la que circulan los trenes, debido principalmente a los procesos de transmisión y reflexión de ondas entre la capa de balasto y la estructura que la soporta y a las ondas canalizadas tanto en la capa de balasto como en la estructura de la vía. En la actualidad no existen modelos que representen de forma absoluta las propiedades del balasto, por lo que es preciso realizar campañas de registro más amplias que permitan identificar fenómenos producidos por el paso de trenes así como variaciones de los parámetros mecánicos que representen dicho balasto. El análisis de los factores de contribución de ondas superficiales aportará, al igual que se ha indicado para las capas de suelo, información adicional del comportamiento del balasto frente a las vibraciones producidas por el paso de los trenes.

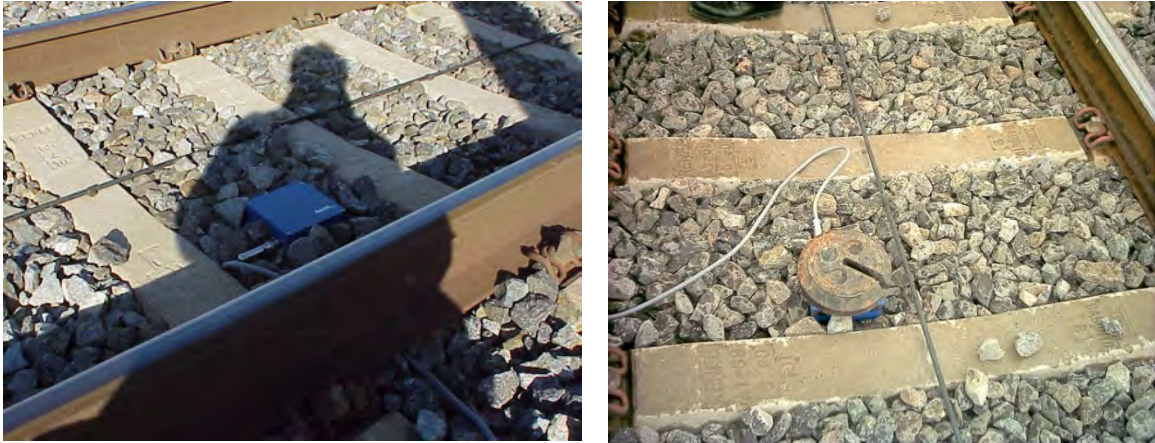


Figura 5-3. Las imágenes muestran la disposición del acelerómetro en las medidas en la capa de balasto: la de la izquierda en la situación normal, con la superficie superior libre y la de la derecha asegurada con una pesa de 10 Kg sobre dicha superficie, ya que las grandes aceleraciones medidas en el emplazamiento (mayores de 1.0 g) podían provocar la elevación del sensor del balasto. Los resultados no mostraron que la utilización de la pesa modificara de forma significativa las aceleraciones obtenidas.

5.2.1.3. Viaductos

Para los registros de ruido tomados en el interior del viaducto de Martíndientes, en los apoyos de las pilas, se obtuvieron valores promedio de 0.00006 y 0.00003 g para las componentes horizontal y vertical, respectivamente. Para los valores correspondientes al paso de trenes, los niveles promedio se situaron en 0.0055 y 0.0034 g para las mismas componentes. Los valores máximos de las aceleraciones producidas por el paso de los trenes, para las tres componentes de los registros y para la horizontal neta fueron de 0.066, 0.071, 0.081 y 0.072 g para las componentes longitudinal, transversal, vertical y horizontal, respectivamente, con un valor mínimo para todas ellas de 0.003 g (Figura 5.4).

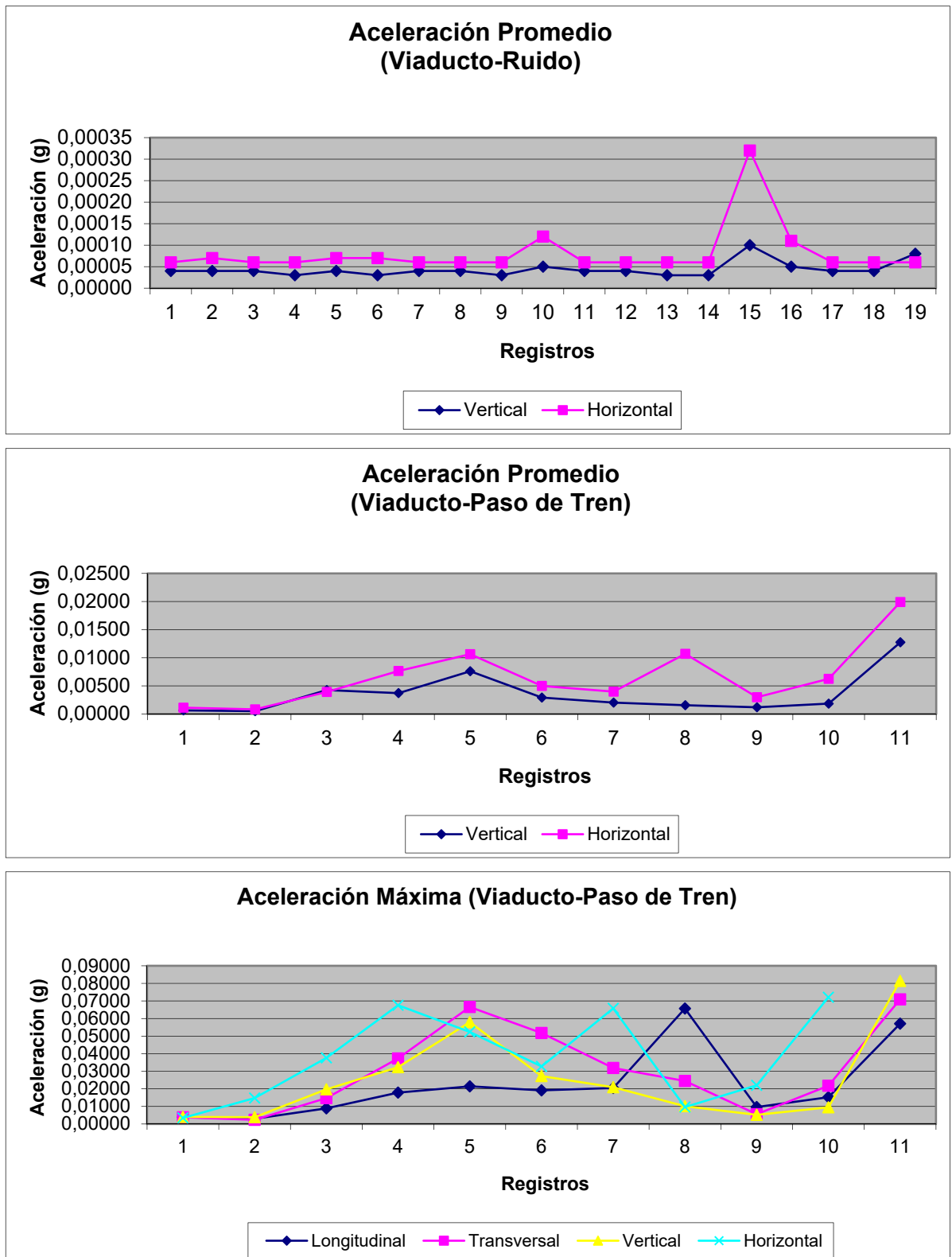


Figura 5-4. Valores de aceleración correspondientes a los registros realizados en las pilas y estribos del viaducto de Martíndientes.

Considerando los registros de paso de trenes los valores promedio de las aceleraciones para las componentes horizontales y verticales cumplen una razón de 1.53, muy próxima al valor teórico ya indicado de 1.41. Esto indica que la estructura (tanto la sección transversal como longitudinal de la misma) se comporta como un cuerpo isótropo en cuanto al fenómeno de cavitación (resonancia) por el paso de los trenes. Este resultado es importante ya que una distribución asimétrica de dicha vibración produciría tensiones direccionales en los puntos de contacto entre los diferentes elementos (estribos y apoyos de las pilas) con la consiguiente degradación de los aislantes que se disponen en dichas zonas.

Esta distribución isótropa de la aceleración también se observa cuando se analizan los valores máximos de aceleración por el paso de trenes. Las componentes horizontales difieren entre sí en un 7 %, mientras que la vertical excede a las anteriores en torno al 12 %. Estos valores, válidos para las pilas en que se han realizado medidas de paso de trenes, es preciso completarlos con registros en todas las pilas ya que existen evidencias de que pueden producirse efectos locales asociados a elementos concretos de los viaductos (en este caso a alguna de las pilas como se verá en apartados posteriores) que pueden modificar estos valores.

Así la distribución indicada de las aceleraciones, es representativa del comportamiento de la pila más alta del viaducto de Martindientes (78 metros) y puede que pilas más cortas muestren una respuesta muy diferente, comportándose con una mayor rigidez (Rodríguez, 2000). Las amplificaciones obtenidas en la componente vertical podrían deberse a fenómenos de acoplamiento entre la oscilación vertical del tablero, por su naturaleza hiperestática, y la propia acción del paso del tren sobre el apoyo considerado.

5.2.1.4. Traviesas y bermas

Los valores promedio de aceleración en traviesas para los registros de ruido corresponden a 0.00009 y 0.00003 g para las componentes horizontales y verticales, respectivamente.

De nuevo se observa la existencia de un factor, 3 en este caso, que excede al teórico y que nuevamente se aproxima al doble del esperado. En este caso la explicación de tal valor no se corresponde con el mecanismo indicado para el caso del balasto, ya que se llegó incluso a sujetar el equipo a la traviesa utilizando el cable del sistema de conducción automática que discurre por el eje de la vía (Figura 5.5.). Sin disponer de una cobertura más amplia de registros de esta naturaleza, no es posible adelantar una explicación para tal diferencia, la cual podría deberse a la influencia de la vibración proveniente de la vía o a la refractada desde la capa de balasto.

Considerando los registros de paso de tren, los valores promedio fueron de 0.01958 y 0.02050 g para las componentes horizontales y verticales para trenes por la propia vía en la que se situó el equipo, y de 0.00884 y 0.00368 g, para las mismas componentes y trenes por la vía paralela. En este caso la razón de aceleraciones se sitúa cercana a la unidad para la misma vía y en 2.4 para la contigua. Estos valores indican que, cuando la acción del tren se aplica directamente sobre la traviesa, la aceleración inducida es igual en las direcciones vertical y horizontal. Sin embargo, cuando el tren circula por la vía paralela la aceleración sobre la traviesa proviene de la interacción entre el balasto que transmite las vibraciones del tren y la traviesa, produciéndose una menor atenuación del movimiento en su componente horizontal. Este resultado se corresponde con el obtenido para la capa de balasto, que muestra que este material funciona muy bien como amortiguador de las acciones verticales, mientras que las vibraciones horizontales son absorbidas menos eficazmente.

Para los registros realizados en bermas de hormigón (Figura 5.5) los valores correspondientes a ruido fueron de 0.00006 y 0.00003 g, para las componentes horizontales y verticales y de 0.00143 y 0.00060 para las mismas componentes y acciones debidas a paso de trenes.



Figura 5-5. Imágenes de los registros sobre traviesa, donde se ve la sujeción del acelerómetro con el cable del sistema LZB (conducción automática) y en la berma de la boca sur del túnel del Valle.

Estos resultados indican dos características principales de este elemento estructural que se dispone como seguridad para la vía: la primera es que amortigua de forma muy eficaz las acciones dinámicas producidas por los trenes que, en un entorno abrupto como el considerado, podrían producir derrumbamiento de rocas y tierra; la segunda, que su comportamiento frente a las vibraciones de ruido y paso de trenes muestra, de nuevo, un factor de 2 para la razón entre las componentes horizontales y verticales.

5.2.2. Frecuencia propia (razón H/V)

En este apartado se presentan los valores de las frecuencias propias correspondientes al modo fundamental de resonancia correspondiente a las razones espectrales H/V, mediante la aplicación del método de Nakamura (QTS) y la modificación presentada en esta Tesis (FATE). Se muestran los resultados correspondientes a los registros de ruido y de paso de trenes para la plataforma, los viaductos y las traviesas y además los correspondientes a la acción de la maquinaria de vía para la capa de balasto.

5.2.2.1. Plataformas y suelos

Para los registros en plataforma y en los suelos correspondientes a las zapatas de las pilas del viaducto de Martíndientes, los valores de las frecuencias propias varían para el factor de cuasitransferencia de Nakamura (QTS) entre 0.48 y 6.39 Hz para los registros de ruido, y entre 0.44 y 4.77 Hz para los de pasos de trenes. Para el Factor de Amplificación Transversal Efectiva (FATE) la frecuencia varía entre 0.43 y 9.22 para los registros de ruido y entre 0.44 y 4.77 Hz para los correspondientes al paso de trenes, siendo estos últimos idénticos a los obtenidos con el método del QTS (Figura 5.6).

Los resultados de las frecuencias propias de las razones espectrales muestran valores situados en la banda de frecuencias de 0.5-5.0 Hz, intervalo situado dentro de la banda habitual utilizada en cálculo sismorresistente (Ver figura 2.7), equivalente al intervalo 0.2-2.0 s en el dominio del periodo.

Al igual que lo comentado para los valores de aceleración de los registros de ruido, éstos corresponden a emplazamientos situados en zonas llanas, sin importantes estructuras en sus cercanías, con lo que los valores de frecuencia obtenidos deben representar principalmente las características de la plataforma.

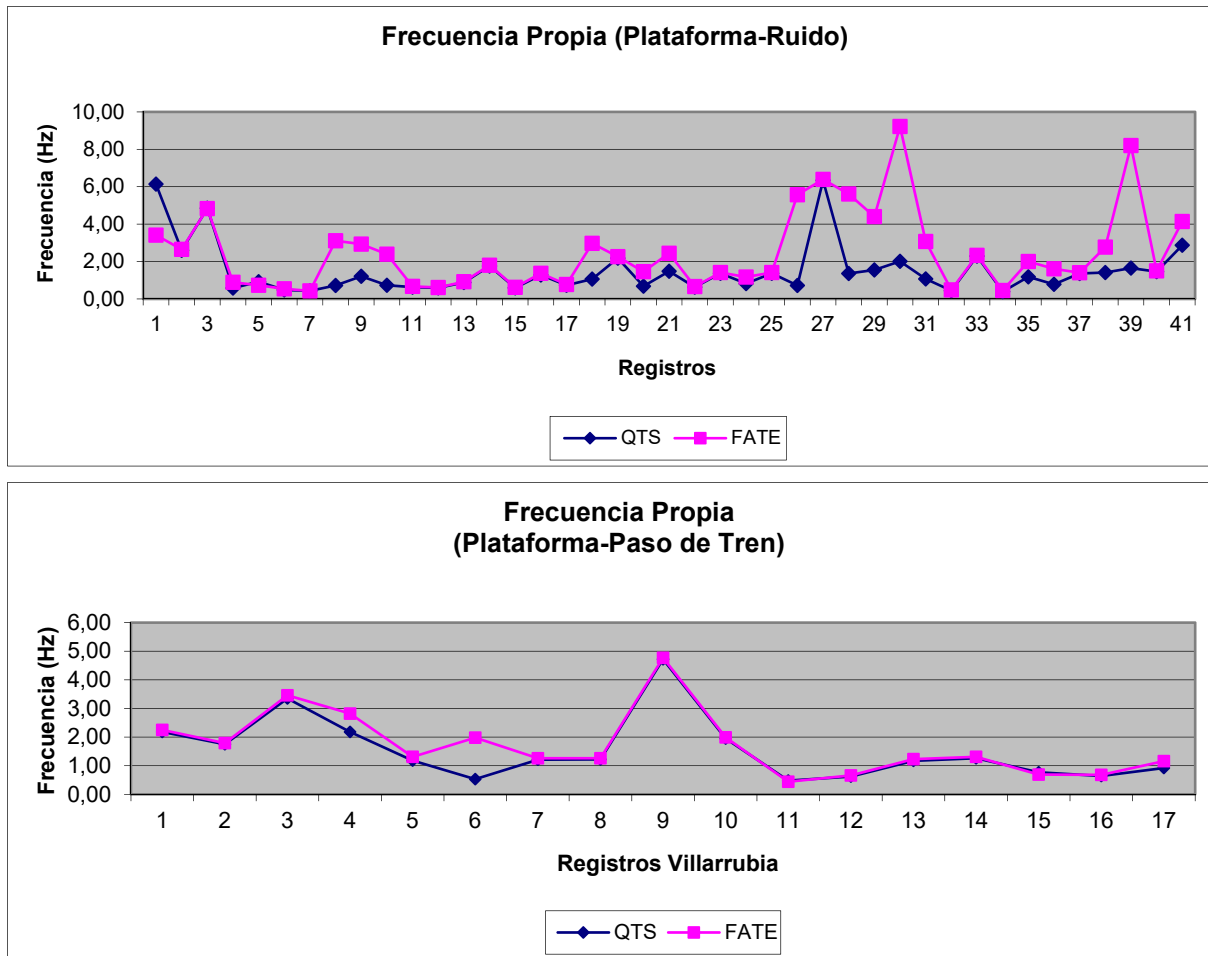


Figura 5-6. Frecuencias propias correspondientes a la Plataforma, para registros de ruido y de paso de trenes, aplicando las razones espectrales QTS y FATE.

Un dato importante a tener en cuenta para establecer una estimación del riesgo sísmico en un emplazamiento de los estudiados en esta Tesis, es analizar la correspondencia entre el perfil de razones espectrales y los espectros de los sismos conocidos en el área de la LAV (Figura 2.6). De los 3 registros disponibles de sismos en dicha área, dos de ellos muestran los mayores valores de aceleración espectral en el intervalo 0.5-5.0 Hz (Montilla y Écija), correspondiendo a estaciones situadas en zonas llanas, similares a las de los emplazamientos de las plataformas analizadas, mientras que el registro correspondiente a Jaén incluye efectos topográficos derivados del comportamiento de la transmisión de ondas en el macizo rocoso donde se sitúa la ciudad y la estación sísmica de Jaén. De este modo, las frecuencias propias de las plataformas analizadas coinciden con el intervalo de las máximas aceleraciones espectrales esperables para sismos registrados en el área y dentro del intervalo de máximas aceleraciones dadas por la NCSE-02 para las mismas zonas. Esto significa que los sismos esperables en el área estudiada producirán las mayores aceleraciones en los emplazamientos por la excitación de éstos a sus frecuencias principales de resonancia, para los máximos factores de amplificación obtenidos para cada uno de ellos.

5.2.2.2. Balasto

Los valores de las frecuencias propias de los registros de ruido se encuentran entre 0.53 y 1.99 Hz, con un valor medio de 1.09 Hz, para el factor QTS y entre 0.72 y 2.49 Hz con valor medio de 1.51 Hz para el FATE. Considerando el efecto del paso de trenes, las frecuencias se encuentran entre 0.50 y 1.69 Hz, con un valor medio de 0.78 Hz para el QTS y entre 0.50 y 1.76 Hz con promedio de 0.84 Hz para el FATE. Los registros realizados de las vibraciones producidos por la maquinaria de vía durante las labores de bateo, dan valores de entre 0.43

y 0.93 Hz para el QTS, con un valor medio de 0.65 Hz y valores entre 0.48 y 0.92 Hz, con un promedio de 0.70 Hz para el factor FATE (Figura 5.7).

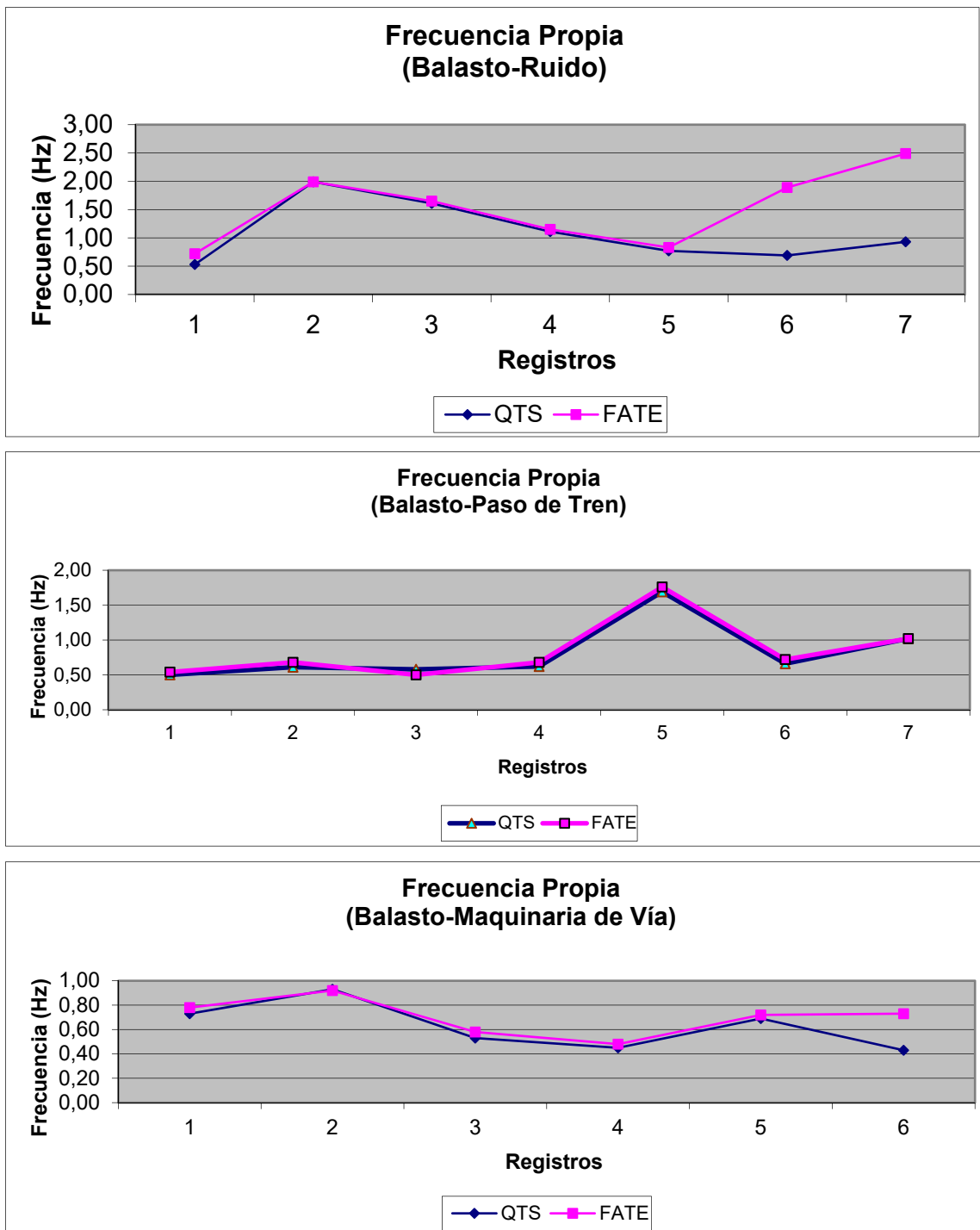


Figura 5-7. Frecuencias propias de los registros de la capa de balasto, calculados a través del método de las razones espectrales (QTSy FATE) utilizando ruido ambiente, pasos de trenes y vibraciones inducidas por el trabajo de la Maquinaria de Mantenimiento de Vía.

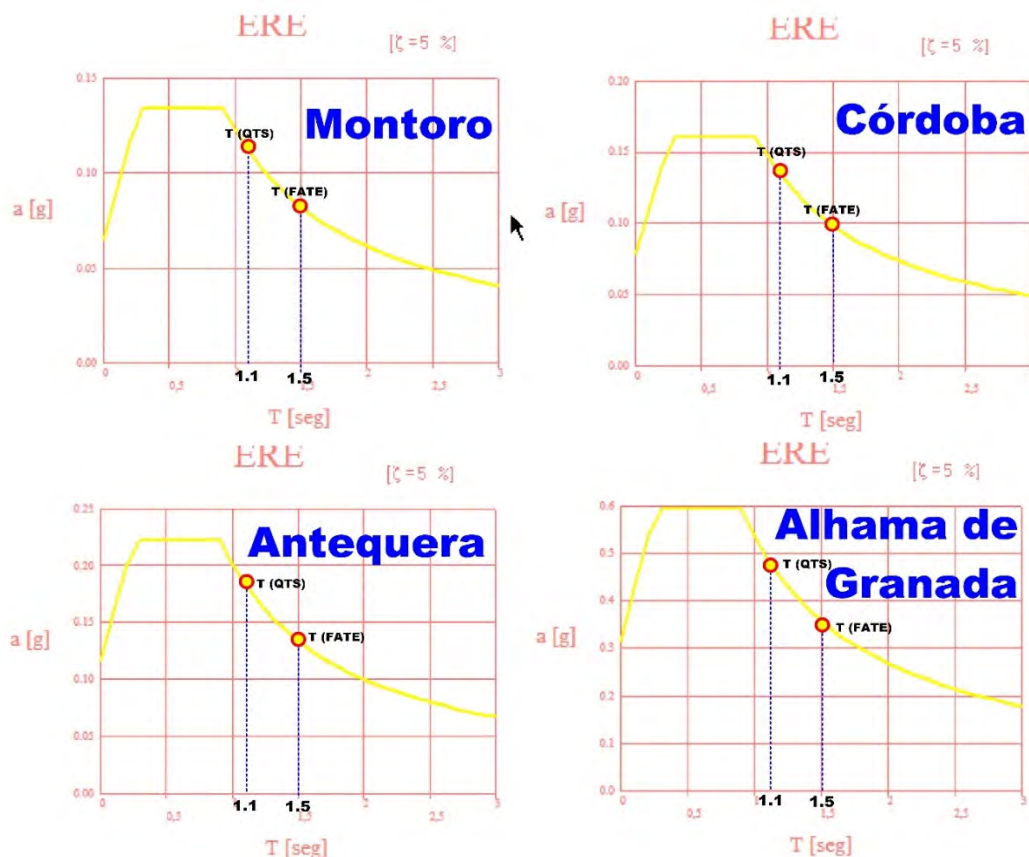
Estos valores indican que la capa de balasto muestra una respuesta más homogénea que las plataformas y suelos. Esto queda determinado por intervalos más estrechos y por tanto mejor definidos. Este resultado era esperable, ya que si bien en el caso de los emplazamientos de plataformas y suelos éstos diferían entre sí en sus características mecánicas y topográficas, así como en su situación con respecto a estructuras de importante entidad que podían influir en las vibraciones registradas, en el caso del

balasto su naturaleza podía considerarse casi homogénea, en el sentido de ser un material continuo a lo largo de todo el trazado, independientemente del elemento estructural sobre el que se encontrara tendido.

A la vista de las consideraciones anteriores, el intervalo de máxima respuesta de la capa de balasto se sitúa entre 0.5 y 2.5 Hz, siendo el ancho de banda casi la mitad del correspondiente a las plataformas y suelos. En este caso es posible determinar frecuencias propias concretas para identificar al elemento, asignación que no era ni posible ni útil para el elemento anterior.

Así, pueden establecer valores medios, para las razones espectrales QTS y FATE, de 0.91 y 0.67 Hz, respectivamente. Estos periodos corresponden a valores de aceleración de entre 0.12 y 0.14 g para los espectros de respuesta elástica (ERE) dados por la norma sismorresistente para los emplazamientos objeto de estudio (Figura 5.8). Considerando los mismos espectros para otros emplazamientos mencionados en esta Tesis, dentro de los nuevos trazados de LAV en los trayectos Córdoba-Bobadilla-Málaga y Bobadilla-Granada (Antequera y Alhama de Granada) éstos alcanzan valores de 0.18 y 0.48 g de aceleración espectral máxima.

Estos valores indican que el periodo correspondiente al modo fundamental de resonancia de la capa de balasto se sitúa en la zona de elevadas aceleraciones dentro de los espectros de respuesta de la NCSE-02 (en los valores que se sitúan por encima del inicio de la rama ascendente del espectro). Sin embargo aún es posible utilizar información adicional que permite acotar aún más el significado de dichos periodos. La figura 5.9 muestra los espectros correspondientes a los registros de los sismos de Montilla y Espejo utilizados en el Capítulo 2 como información práctica y actualizada para mejorar la estimación de las acciones sísmicas esperables en las zonas de estudio de la LAV Madrid-Sevilla. A la vista de los espectros de dichos sismos, las frecuencias propias calculadas se corresponden con niveles de aceleraciones por debajo de los niveles máximos de dichos espectros, aunque debido a las distancias epicentrales correspondientes de los registros éstos se sitúan entre 0.025 y 2.6 g para distancias entre 68 y 1 km.



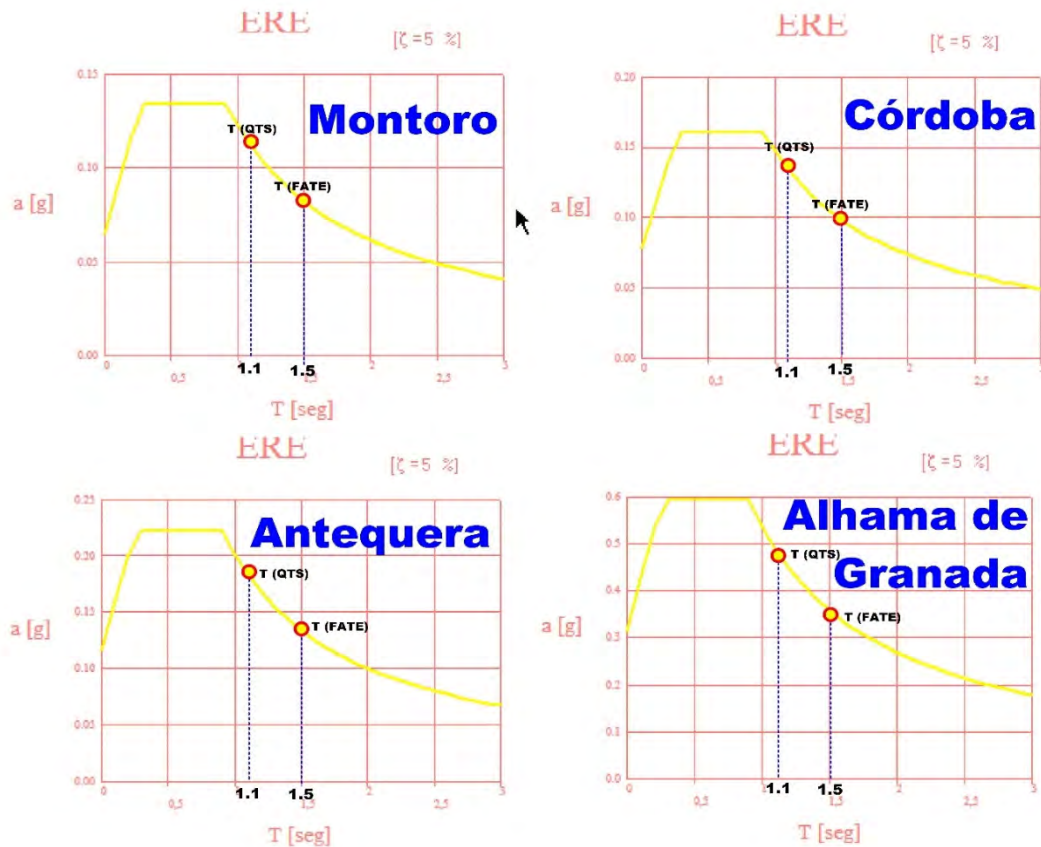


Figura 5-8. Espectros de respuesta elástica para diferentes emplazamientos de los considerados en el Capítulo 2, indicando sobre ellos los periodos propios correspondientes a la respuesta de la capa de balasto para las razones espectrales QTS y FATE utilizados en esta Tesis.

Si ahora se consideran los registros correspondientes a paso de trenes, las frecuencias propias correspondientes al QTS y al FATE se sitúan en 0.78 y 0.84 Hz, frente a los 1.09 y 1.51 Hz anteriormente obtenidos a partir de los registros de ruido. Nuevamente la existencia de fuertes acciones dinámicas en el elemento disminuye la frecuencia propia (lo que indica un comportamiento de reblandecimiento del material, como se ha presentado en el Capítulo 1 y puede verse en la Figura 1.20) produciéndose un acercamiento entre los valores de ambas razones espectrales. Esto significa que la polarización de la vibración sufre un giro que sitúa la razón de Nakamura (QTS) casi transversalmente a la vía, haciéndola casi coincidente con el FATE. Este comportamiento es lógico y era esperable ya que como también se indicó en el Capítulo 1, la restricción que las traviesas producen en la vibración longitudinal del balasto hace que el movimiento sufra una desviación hacia la dirección en la que no existe ésta (Figura 4.13).

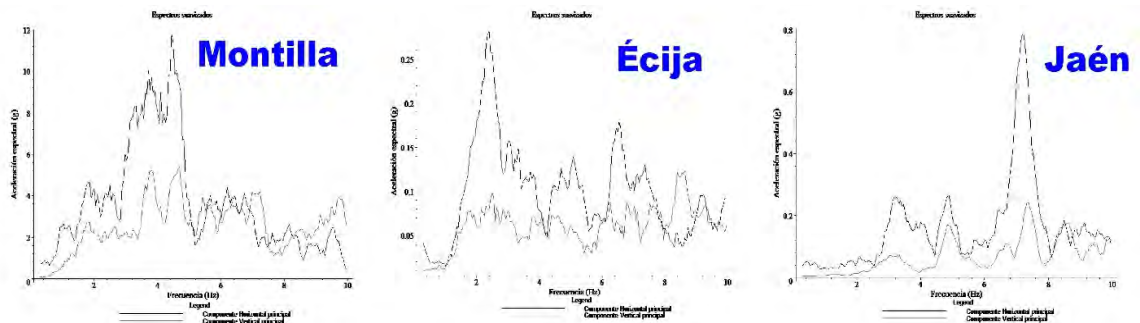


Figura 5-9. Espectros para las estaciones de Montilla, Écija y Jaén, en sus componentes horizontales y verticales, para los registros de Montilla (16-04-1996) y Espejo (24-01-2003).

Finalmente, las acciones de la maquinaria de vía muestran una respuesta de la capa de balasto que, debido a las mayores aceleraciones aplicadas, hacen que el intervalo de las frecuencias propias se estreche aún más por efecto de un mayor reblandecimiento, concentrándose en la banda de frecuencias de 0.5-1.0 Hz, produciendo una disminución de los valores promedio hasta 0.65 y 0.70 Hz para las razones QTS y FATE, respectivamente. Este comportamiento es consecuente con el referido para las acciones debidas al paso de trenes. Esto indica que el aumento de la aceleración sobre la capa de balasto produce una disminución de la frecuencia de resonancia, tendiendo hacia el límite de 0.6 Hz, o lo que es lo mismo hacia periodos del entorno de 1.5-1.6 s, que a la vista de los resultados puede considerarse como la frecuencia propia de la capa de balasto en la dirección transversal a la vía, al menos para la configuración utilizada en la LAV Madrid-Sevilla.

5.2.2.3. Viaductos

Se han calculado los valores promedio de las frecuencias propias del modo fundamental de las razones espectrales correspondientes a registros de ruido ambiente y aquellos disponibles de paso de trenes para las pilas del viaducto de Martíndientes (Figura 5.10). Estos valores se recogen en la Tabla 5.1.

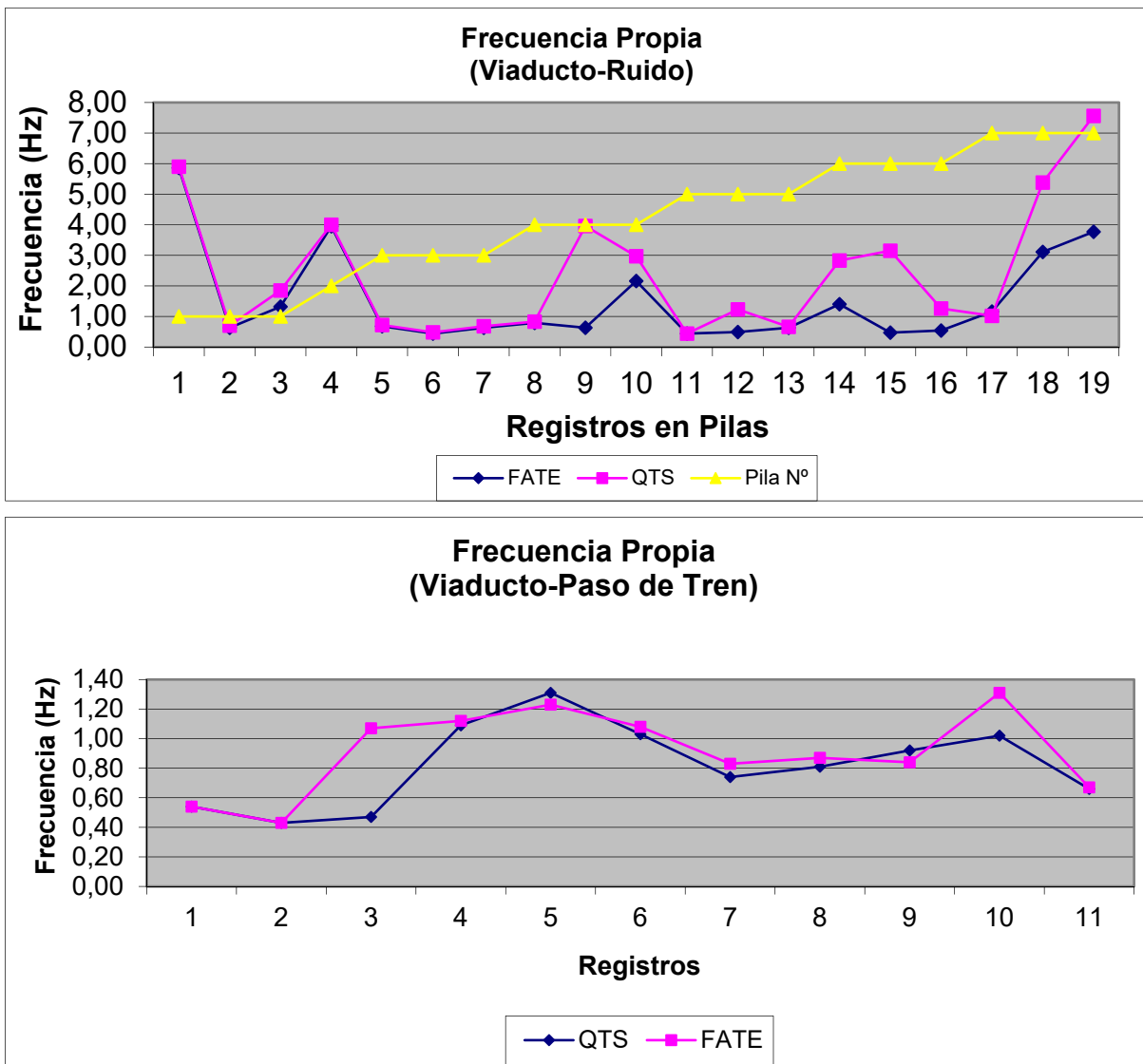


Figura 5-10. Frecuencias propias de las pilas del viaducto de Martíndientes correspondientes al modo fundamental de las razones espectrales QTS y FATE, a partir de registros de ruido y paso de trenes.

En la figura 5.11 se muestra el diagrama de los registros y valores de frecuencias propias y factores de amplificación calculados para los diferentes emplazamientos del viaducto de Martíndientes. En dicha figura se muestran las frecuencias calculadas tanto para ruido como para pasos de tren, en el tablero (valores medidos en su interior) como en las zapatas (valores asociados a los registros de los suelos antes mostrados).

Los valores obtenidos son coherentes con las alturas de las pilas (a excepción de la segunda y cuarta pila, en la que los valores correspondientes al QTS para ruido son excesivamente grandes). Los obtenidos para el FATE se corresponden adecuadamente con las alturas de las pilas (excepto para la pila nº 4), y los valores para registros de paso de tren muestran para el emplazamiento mejor monitorizado (pila nº 5) un buen ajuste entre éstos y los de ruido.

Frecuencias Propias de las Pilas del Viaducto de Martíndientes (Hz)									
Pila	Estribo Norte	1	2	3	4	5	6	7	Estribo Sur
Altura de Pila (metros)	0	10	33	55	77	78	48	21	0
Ruido									
Frecuencia Propia (QTS)	2.52	2.79	4.00	0.63	2.59	0.78	2.41	4.65	1.81
	1.57								
Frecuencia Propia (FATE)	2.52	2.81	2.31	0.58	1.21	1.06	0.80	2.65	1.86
	1.57								
Paso de Tren									
Frecuencia Propia (QTS)	0.48		0.47			1.04			
	0.97								
Frecuencia Propia (FATE)	0.48		1.08			1.07			
	1.08								

Tabla 5-1. Frecuencias propias de las pilas y estribos del viaducto de Martíndientes correspondientes al modo fundamental de las razones espectrales QTS y FATE a partir de registros de ruido y paso de trenes. Estos valores obtenidos para las frecuencias propias de las pilas pueden ser muy útiles para realizar un seguimiento de la evolución de las propiedades vibratorias de las estructuras, ya que puede analizarse la variación de la frecuencia de respuesta con el tiempo utilizando tanto los registros de ruido como de paso de trenes. Esta última acción, considerando siempre la circulación del mismo tipo de trenes, puede considerarse como homogénea y por tanto válida para realizar el mencionado análisis de control estructural. Estos valores también pueden ser utilizados para verificar los obtenidos teóricamente en los cálculos estructurales realizados en la fase de diseño de las estructuras.

5.2.2.4. Traviesas y bermas

A pesar de la escasa cobertura de registros para estos elementos se han querido mostrar los valores de frecuencias propias calculados ya que pueden servir como indicación para acometer posteriores campañas de medidas sobre dichos elementos. Principalmente hay que considerar la especial importancia que tiene el comportamiento de las traviesas, ya que en el trayecto considerado de riesgo, algo más de 200 Km, existen más de 640.000.

Las frecuencias propias para los registros en traviesas se sitúan entre 1.06 Hz en emplazamientos abiertos lejos de topografías y estructuras importantes y 1.35 Hz para las traviesas situadas en el túnel del Valle, en una zona de orografía escarpada.

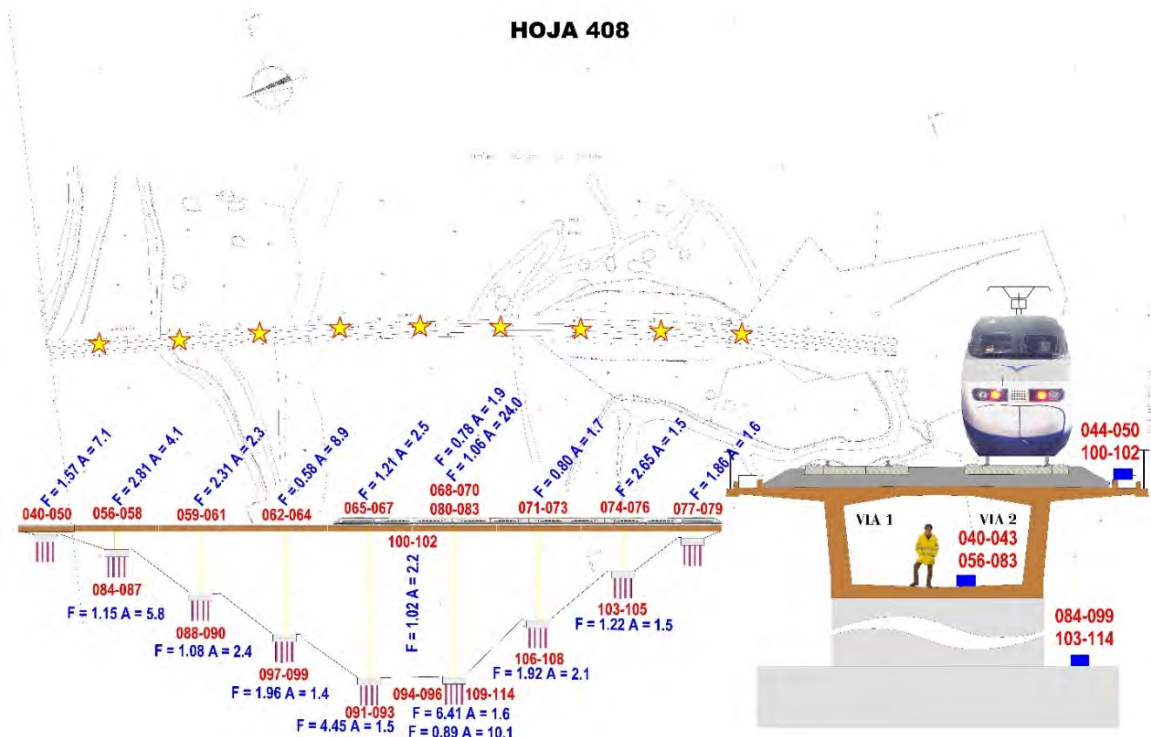


Figura 5-11. Gráfico de los registros y resultados para el viaducto de Martíndientes. En él se recoge el plano correspondiente (480) de la cartografía del AVE, escala 1:1.000, con los puntos de registro y los perfiles longitudinal y transversal de la estructura, con la numeración de registros y frecuencias propias y factores de amplificación (para la razón espectral FATE) obtenidos en cada emplazamiento.

Cuando se consideran las bermas de hormigón, situadas en zonas escarpadas (ver Anexo III), la frecuencia propia está en torno a 1.44 Hz en zonas de los emboquillados de túneles y en zonas situadas entre éstos.

Estos valores deben considerarse, al igual que los que se presentan en los siguientes apartados, como los primeros resultados de que se disponen para tener conocimiento del comportamiento dinámico de estos elementos de la vía frente a las acciones de paso de trenes y para el propio ruido ambiente.

Teniendo en cuenta lo indicado, el significado de los resultados muestra nuevamente que las frecuencias propias de estos elementos se sitúan en el intervalo de frecuencias de 1.0-1.5 Hz, correspondiendo a periodos de 0.7-1.0 s, que se corresponden con las mayores aceleraciones espectrales de los ERE de los emplazamientos (Figura 5.8).

5.2.3. Factores de amplificación de razones espectrales

Este apartado presenta los valores de los factores de amplificación de ondas calculados a partir de las razones espectrales H/V, correspondientes al QTS y al FATE, para los elementos analizados utilizando tanto registros de ruido como paso de trenes.

5.2.3.1. Plataformas y suelos

Los factores de amplificación para la plataforma correspondientes al QTS y al FATE, para los registros de ruido, tienen valores promedio de 2.75 y 1.91, respectivamente. Dichos valores muestran la existencia de **pequeñas amplificaciones** en dichas estructuras, de algo menos del triple para el QTS y de casi el doble en la dirección transversal a la vía para el FATE (Figura 5.12).

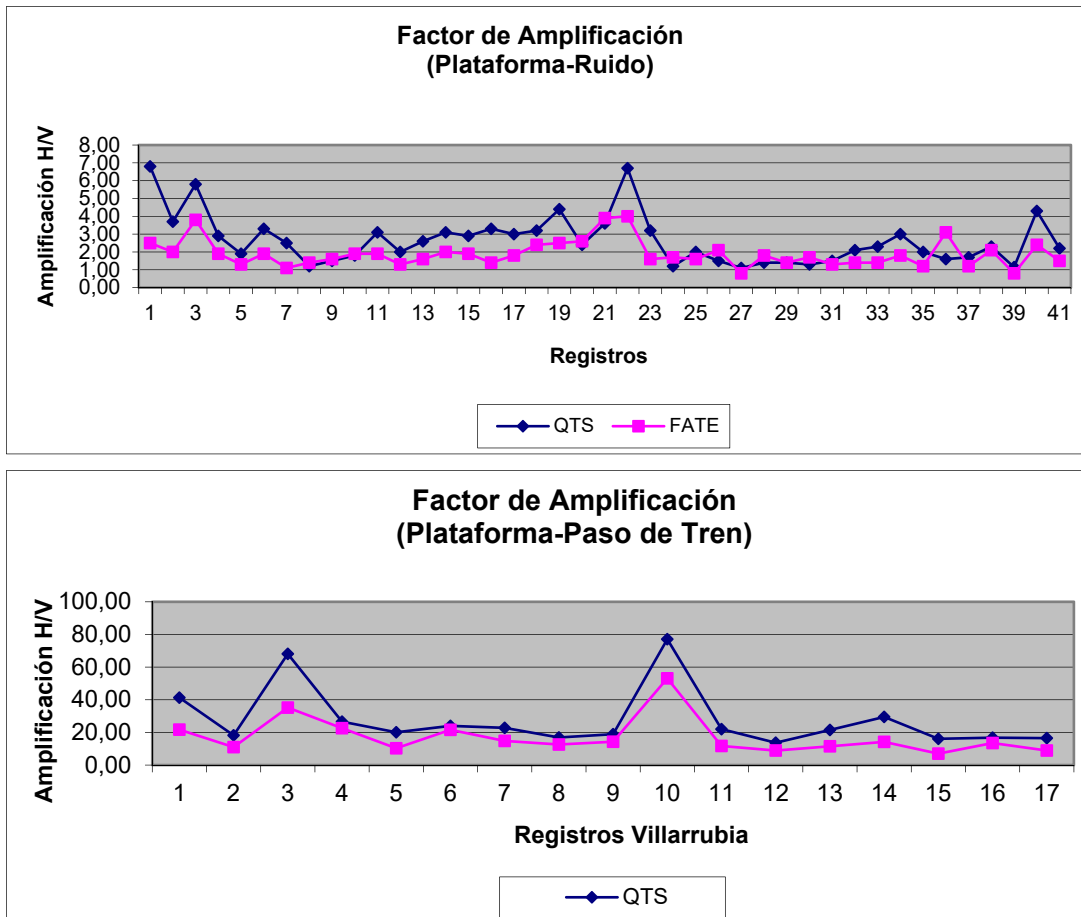


Figura 5-12. Factores de amplificación de razones espectrales correspondientes a la plataforma y capas de suelo de los emplazamientos utilizados en esta Tesis.

Estos valores de amplificación indican que las plataformas son estructuras de tierra de buena ejecución, es decir cuya construcción ha producido capas de materiales granulares bien compactados adecuadamente drenadas que presentan un comportamiento dinámico muy próximo a emplazamientos en roca compacta.

Para los registros de paso de trenes, dichos valores se sitúan entre 7.9 y 86.8 con un valor medio de 36.1 lo que pone de manifiesto el comportamiento no lineal de la respuesta con la acción dinámica. Esto implica que aceleraciones del orden de decenas de gales, modifican las propiedades mecánicas de los suelos, disminuyendo la resistencia y rigidez de éstos y produciendo un reblandecimiento de los mismos, aumentando la deformación de la plataforma y la vulnerabilidad de este elemento y por tanto del servicio ferroviario asociado a estas estructuras. Este comportamiento ya ha sido apreciado al analizar las frecuencias propias de estos elementos.

La imagen inferior de la figura 5.12 muestra un comportamiento homogéneo para 15 registros, mientras que existen dos máximos cuyos valores se disparan hasta más del doble del promedio de los restantes. Sin información adicional no es posible determinar el origen y significado de dichos picos, los cuales pueden deberse a fenómenos de interferencia constructiva de ondas por circulaciones de trenes en la línea ferroviaria de ancho convencional que discurre paralela al emplazamiento de registro y por la que circulan trenes de mercancías de elevado tonelaje (de hasta 5.000 Tm) que podrían haber disparado el registrador produciendo vibraciones de características muy diferentes a las producidas por los trenes AVE (Figura 4.2).

Sin contar que estos registros el factor de amplificación promedio para el emplazamiento correspondiente a Villarrubia de Córdoba es de 17.1 (ver Anexo III) y de 10.1 para los suelos correspondientes a las zapatas de las pilas del viaducto de Martíndientes (Figura 5.11), utilizando en ambos casos los valores calculado de la razón espectral FATE. Estos

valores son coherentes con los valores promedio obtenidos para un buen número de las plataformas del ferrocarril japonés (Nakamura, 1989; 1996 y 1997).

5.2.3.2. Balasto

Los factores de amplificación correspondientes a la capa de balasto obtenidos a partir de las razones espectrales H/V varían entre 1.50 y 9.30 y 1.40 y 6.80, para el QTS y el FATE, con valores promedio de 3.88 y 2.79, respectivamente, para registros de ruido; entre 7.90 y 86.80, con promedio de 36.10, y entre 4.60 y 39.80 con 18.69 de valor medio para el paso de trenes, para los mismos índices, y valores de entre 28.93 y 60.38 con valor promedio de 49.89 y entre 7.21 y 32.70 y promedio de 23.21 para las vibraciones de la maquinaria de vía para los mismos índices (Figura 5.13).

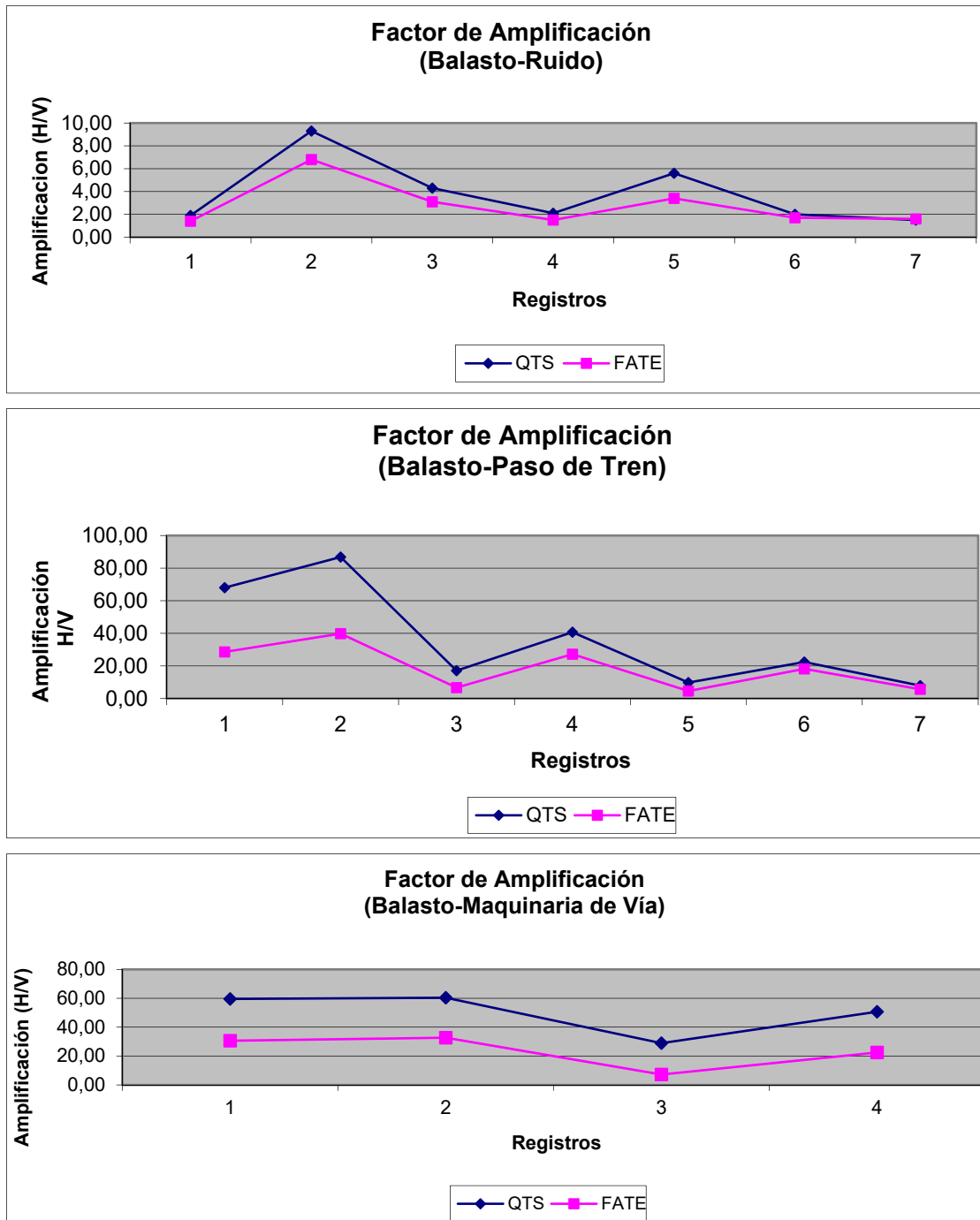


Figura 5-13. Factores de amplificación de razones espectrales correspondientes a la capa de balasto, calculadas con registros de ruido, paso de trenes y acciones de la maquinaria de vía.

Estos valores son coherentes con los obtenidos para las aceleraciones en este elemento con respecto a los medidos para las plataformas. El factor de amplificación para el ruido calculado a partir del FATE es un 50 % superior al de la plataforma (2.8 frente a 1.9). Considerando los registros de pasos de trenes esta diferencia disminuye hasta situarse en valores similares (18.7 por 17.1), no excediendo la diferencia del 10 %.

Analizando la diferencia entre razones espectrales, se observa que los valores para el QTS son superiores a los del FATE lo que indica que existe un reparto de la energía total en ambas componentes horizontales, aumentando conforme aumenta el nivel de aceleración, siendo para el ruido, los trenes y la maquinaria de 1.4, 1.9 y 2.1, respectivamente.

Finalmente, conviene considerar que los registros realizados con la maquinaria de mantenimiento de vía se hicieron en vías convencionales en la estación de Parla, en las cercanías de Madrid. Los resultados obtenidos con ellos pueden diferir de los obtenibles en la LAV ya que la geometría de la capa de balasto es muy diferente entre ambos tipos de vía (Figura 5.14); sin embargo, pueden utilizarse como valores de referencia para determinar las máximas aceleraciones y amplificaciones esperables en la capa de balasto, con el fin de establecer los niveles máximos aceptables frente a la desconsolidación de la capa de balasto ante diferentes acciones dinámicas.



Figura 5-14. Vía mixta en el trayecto Zaragoza-Gogullada, en la que se observa la diferencia entre la capa de balasto de la vía de ancho convencional (izquierda) y la de ancho UIC habilitada para velocidades de 200-250 Km/h. La diferencia de altura entre una capa y otra se sitúa entre 1 y 1.5 metros, lo que modifica de forma importante la respuesta de la vía.

5.2.4. Factor de contribución de ondas superficiales

Según las hipótesis establecidas en el método de evaluación planteado en esta Tesis, es posible disponer de una estimación inicial de la contribución de las ondas superficiales en los registros del movimiento del suelo. Aplicando las ecuaciones (4.11) y (4.12)

pueden calcularse los factores de contribución de ondas Rayleigh y Love que dan información de la distribución de la vibración en las diferentes direcciones y por tanto de la distribución de la energía. El factor para las ondas Rayleigh es el denominado beta (β), definido por Nakamura en 1996, y el de las Love alfa (α), introducido por Rodríguez y Herráiz (2003) como complemento al anterior para identificar completamente el campo de ondas asociado al movimiento del suelo.

De este modo considerando las tres direcciones principales, el factor de contribución de ondas Rayleigh -ondas que se encuentran polarizadas en el plano longitudinal-vertical-, tiene valores mayores de la unidad para amplificaciones verticales y menores que ésta para las longitudinales. De forma equivalente el factor de ondas Love presenta amplificaciones transversales para valores mayores a 1 y longitudinales para menores a la unidad.

5.2.4.1. Plataformas y suelos

Los valores de los factores de contribución de ondas superficiales para la plataforma de la LAV utilizando registros de ruido ambiente se sitúan en promedio en un valor de 1.23 para las ondas Love y de 1.00 para las Rayleigh. Considerando los registros de paso de trenes estos valores se sitúan en 1.21 y 1.17 para las ondas Love y Rayleigh, respectivamente (Figura 5.15).

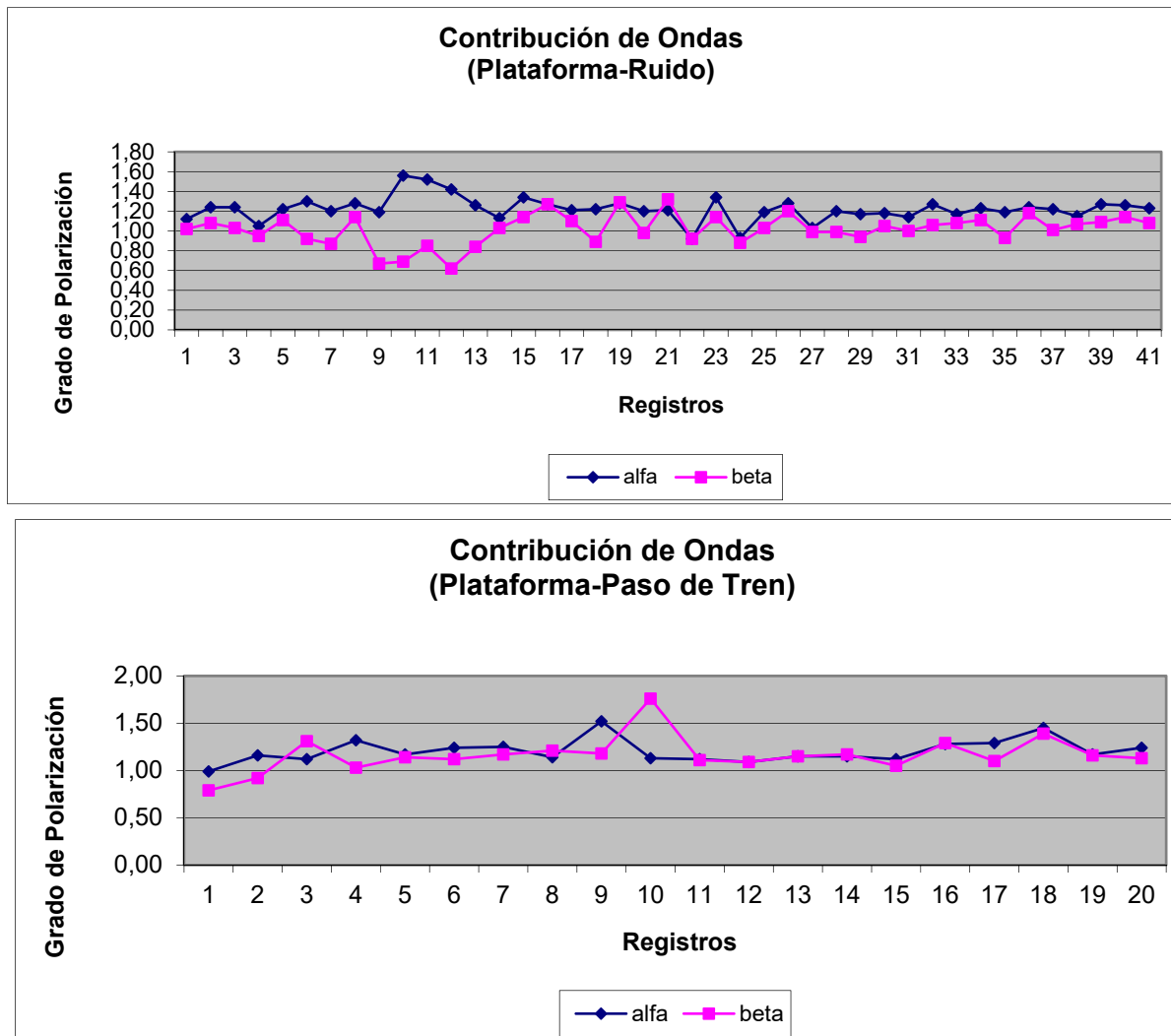


Figura 5-15. Factores de contribución de ondas superficiales para las plataformas ferroviarias estudiadas de la LAV Madrid-Sevilla.

Estos valores indican que para los registros de ruido no existe una polarización principal para las ondas Rayleigh, pudiéndose considerar que éstas describen una trayectoria circular en el plano longitudinal a la vía (Figura 4.13), mientras que la polarización de las ondas Love muestran una mayor amplitud en la dirección transversal a la vía, formando un ángulo de 50.9° con la dirección longitudinal y existiendo una concentración de la energía de la vibración en dicha dirección del orden del 60.2 % del total.

Cuando se consideran los registros de paso de trenes, se produce un aumento en la componente vertical de las ondas Rayleigh, por la carga vertical del peso del tren, que desplaza el vector de polarización hasta los 50.4° con respecto a la dirección horizontal, modificando la distribución de la energía asociada a la vibración, y aumentando la correspondiente al movimiento vertical hasta el 57.8% del total. Paralelamente, y como era de esperar, la contribución de las ondas Love disminuye, reduciéndose el ángulo de polarización hasta 49.5° y la proporción de la energía hasta el 59.4 %.

Es preciso indicar que este análisis no permite tener conocimiento de la transferencia de energía entre las vibraciones de ambos planos, asociados a los tipos de ondas indicados, y los valores calculados muestran únicamente la redistribución de la vibración y por tanto de la energía en el plano de oscilación considerado (longitudinal-vertical para las ondas Rayleigh y horizontal para las Love).

Estos resultados son coherentes con la idea intuitiva que inicialmente pudiera tenerse de la modificación de la distribución de la vibración en el terreno como consecuencia del paso de trenes. El valor obtenido para alfa con registros de ruido indica que, en ausencia de acciones externas importantes, las plataformas y suelos estudiados tienen un comportamiento en el plano horizontal principalmente transversal a la vía. Esto puede deberse a la propia forma de la plataforma o a la influencia de las vibraciones producidas por la oscilación transversal de los viaductos, que como se ha visto en el análisis de las aceleraciones, presentan mayores valores en dicha dirección. Este punto puede ser comprobado utilizando métodos de análisis complementarios para las ondas superficiales, ya indicados en el Capítulo 3, tales como el SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) o el f-K (frecuencia-Nº de onda). Adicionalmente el análisis de plataformas en emplazamientos alejados de la influencia de estructuras importantes permitirá determinar la verdadera influencia de éstas en los resultados aquí presentados.

5.2.4.2. Balasto

Los valores correspondientes a la contribución de ondas Love y Rayleigh para los registros de ruido en la capa de balasto se sitúan en 1.07 y 0.80 como promedio de los registrados. Cuando se consideran los registros correspondientes al paso de trenes éstos se sitúan en 1.17 y 0.98 para las mismas ondas y en 0.94 y 0.81 cuando se utilizan los registros de las acciones de la maquinaria de vía (Figura 5.16).

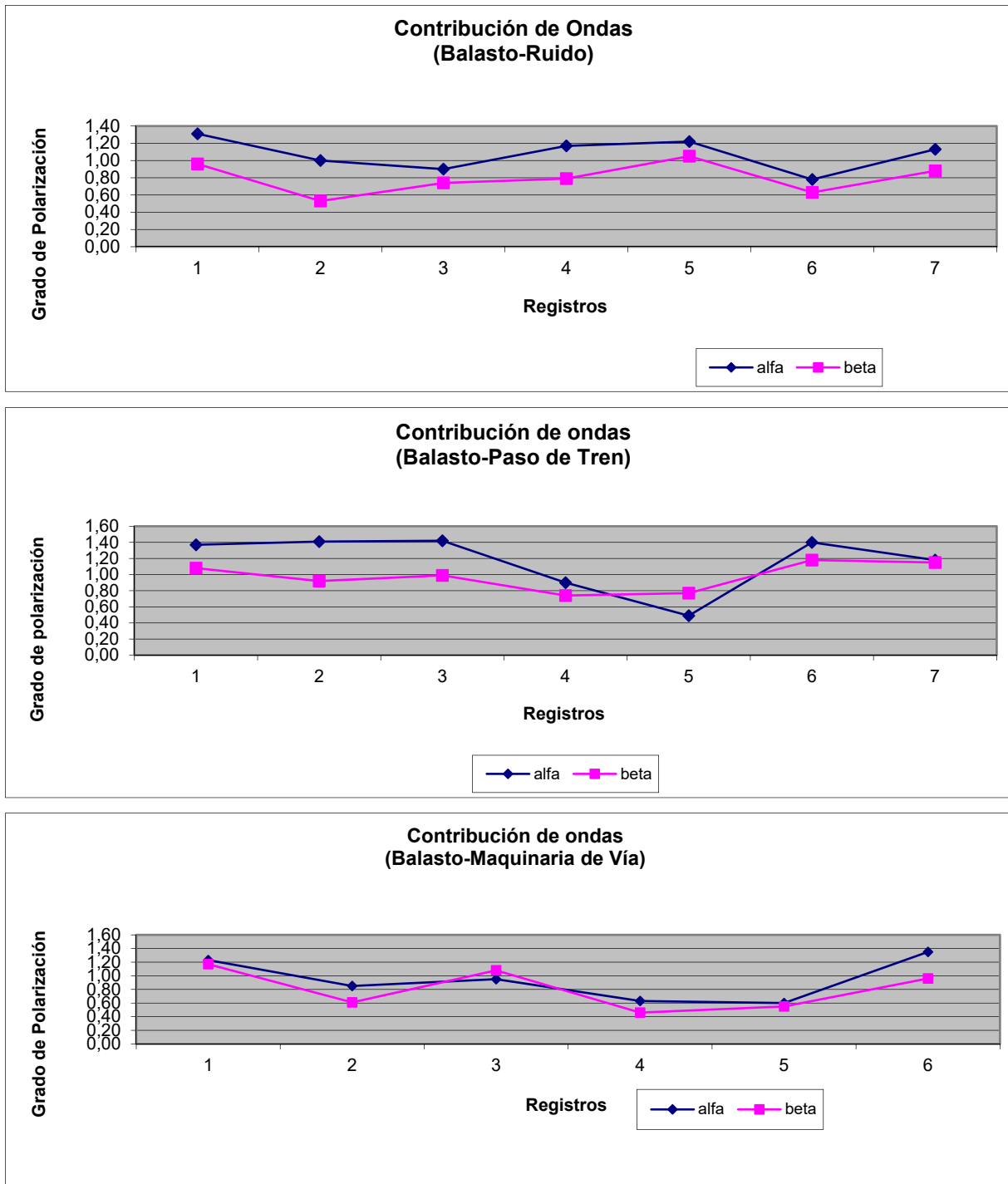


Figura 5-16. Contribución de ondas superficiales en los registros correspondientes a la capa de balasto realizados en varios emplazamientos en la LAV Madrid-Sevilla y en otros puntos de las Líneas Convencionales del ADIF

A partir del análisis ya presentado para las plataformas, los valores para la contribución de ondas Love y Rayleigh para los registros de ruido indican que la polarización en el plano horizontal está definida por un ángulo de 46.9° respecto al eje longitudinal de la vía, con una distribución de la energía en la dirección transversal a ésta del 53.4 %. Considerando las ondas Rayleigh, el ángulo de la polarización con la dirección horizontal es de 38.7° , mientras que la energía asociada a la dirección vertical del movimiento en el plano de dichas ondas es del 39.0 %.

Considerando los registros de paso de trenes, los valores de los ángulos de polarización de ondas, para las ondas Love y Rayleigh, se sitúan en 49.5° y 44.4° , respectivamente; mientras que las distribuciones de energía para las direcciones vertical y transversal corresponden a 57.8% y 49.0% respectivamente. Finalmente, utilizando los registros de la maquinaria de vía, los ángulos de polarización con respecto a la dirección longitudinal a la vía y las distribuciones de energía son, nuevamente para las ondas Love y Rayleigh, de 43.2° y 39.0° y del 46.9% y 39.6%, respectivamente.

Estos resultados indican que las vibraciones del ruido en la capa de balasto oscilan principalmente en la dirección longitudinal a la vía, lo que puede explicarse a partir de las propias retracciones de los carriles por efectos de la circulación de los trenes, las acciones de dilatación/contracción por acciones térmicas y en definitiva por las ondas Rayleigh generadas por la flexión vertical de las vías conforme a lo predicho por Krylov et al. (2000) y que se ha presentado en el Capítulo 1.

El efecto del paso de los trenes hace que la elipticidad de las ondas Rayleigh varíe hasta convertirse en una trayectoria casi circular, mientras que en el plano horizontal aumenta la componente transversal de la oscilación, produciéndose un aumento de la energía de la vibración en dicha dirección (del orden del 37 %). Este fenómeno explica la degradación que se produce en la vía por efecto de los pasos de trenes y que origina la desconsolidación de la capa de balasto y por tanto la necesidad de los periódicos trabajos para su readecuación.

Las vibraciones producidas por la maquinaria de vía modifican la distribución de las del ruido, disminuyendo la componente transversal a pesar de que el movimiento principal de los bates se produce en dicha dirección. En el plano vertical, estas vibraciones no modifican significativamente la respuesta del balasto. Este comportamiento puede explicarse por el efecto de compresión que la propia maquinaria de vía, con un peso de hasta 120 Tm., produce en el balasto situado bajo las traviesas, que evita la oscilación transversal del balasto produciendo la consolidación del mismo al disminuir los espacios entre las partículas de éste. Además hay que considerar que esta disminución de los espacios entre partículas produce un endurecimiento general del material (de la capa en su conjunto) con lo que para las mismas acciones de los bates, las oscilaciones disminuyen significativamente.

5.2.5. Índices de vulnerabilidad de suelos

A partir de los factores de amplificación y las frecuencias propias presentados en los apartados 5.1.2 y 5.1.3 pueden calcularse, aplicando las expresiones presentadas por Nakamura (3.63), los índices de vulnerabilidad de suelos que permiten disponer de una clasificación de los diferentes emplazamientos a partir de las características dinámicas de los mismos, obtenidas tanto a partir de registros de microtemores como de movimientos sísmico u otras acciones dinámicas existentes en dichos puntos (Figura 5.17).

Los valores de los índices de vulnerabilidad de suelos para las frecuencias propias y factores de amplificación de las razones espectrales a partir de los registros de ruido, corresponden para los promedios de los datos a 9.6 y 2.5, respectivamente para el QTS y el FATE. Cuando se consideran los registros de los pasos de trenes, los anteriores valores de los índices K se sitúan en 537.2 para el QTS y 162.3 para el FATE.

Estos resultados indican que existe una fuerte dependencia del índice de vulnerabilidad con el nivel de aceleración, lo que significa que las propiedades mecánicas de los emplazamientos estudiados no pueden considerarse constantes, siendo necesario profundizar en el conocimiento de la variación de dichas propiedades con las acciones externas. Este resultado es consecuencia directa del cálculo de K, que depende directamente del factor de amplificación e inversamente de la frecuencia, parámetros que como ya se ha visto aumentan y disminuyen, respectivamente, con el aumento de la aceleración.

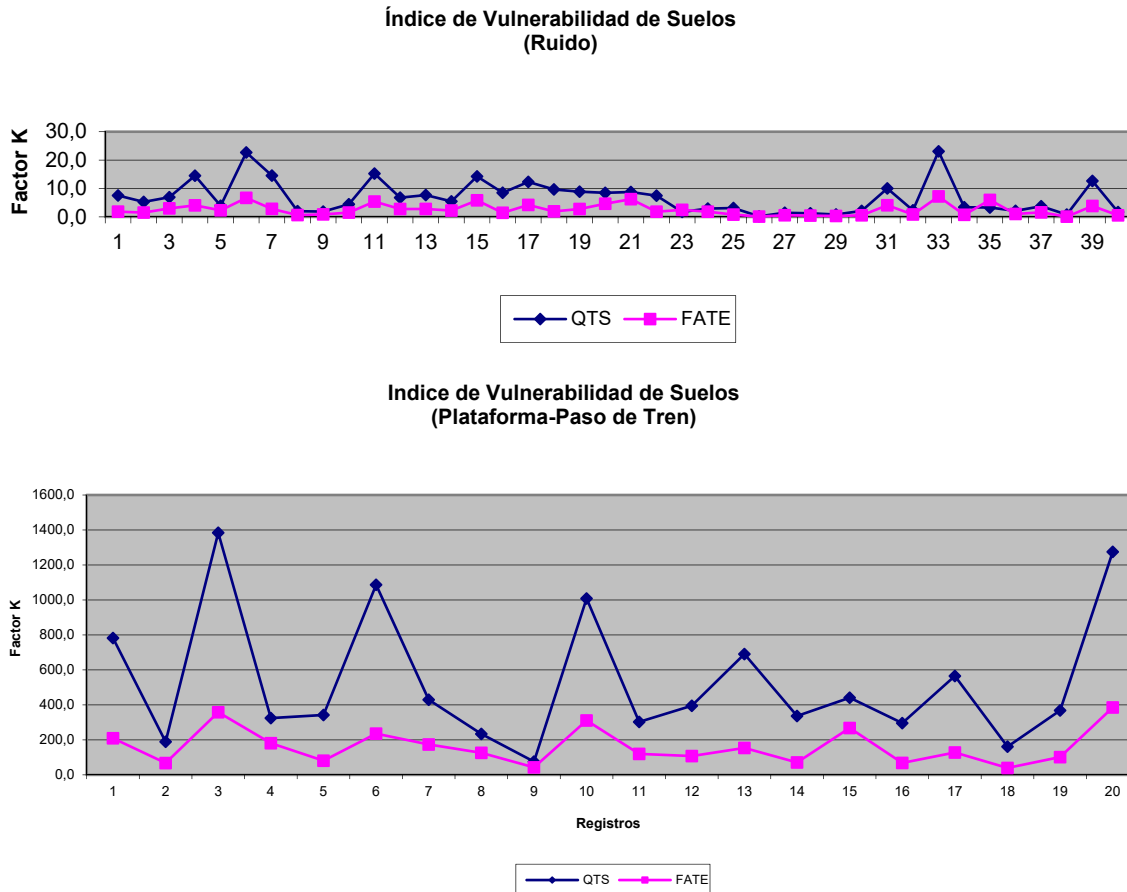


Figura 5-17. Índices de vulnerabilidad de suelos (Nakamura, 1996) calculados para la plataforma ferroviaria en Villarrubia de Córdoba, en la LAV Madrid-Sevilla, para registros de ruido y de paso de trenes.

5.2.6. Factor de amplificación de ondas internas

Una vez obtenidos los factores de contribución de ondas superficiales para los registros del movimiento de suelo, puede calcularse el factor de amplificación de ondas internas (Nakamura, 1996) a partir de la formulación presentada por Rodríguez y Herráiz (2003) dado por la expresión (4.2).

Conforme a lo presentado en el Capítulo 4, el factor de amplificación de ondas internas es aplicable únicamente para los valores calculados para la razón espectral de Nakamura (QTS) y sus correspondientes factores de contribución de ondas superficiales α y β . De este modo es posible estimar la amplificación correspondiente a las ondas longitudinales y transversales (P y S) que se transmiten a través de las capas de suelos, tanto en las plataformas ferroviarias como en las zapatas de los viaductos, considerando las diferentes acciones utilizadas en esta Tesis (Figura 5.18).

El promedio para el factor de amplificación de ondas internas para los registros de ruido se sitúa en 4.0, mientras que para los correspondientes a los de paso de trenes este valor es de 40.7. Nuevamente se obtiene, como ya se ha comentado para el factor de vulnerabilidad de suelos K, que existe una dependencia de la respuesta de los suelos con las aceleraciones registradas, lo que indica un comportamiento no lineal de la respuesta dinámica de los emplazamientos y por tanto variaciones de las propiedades mecánicas de los suelos con las fuerzas/tensiones aplicadas sobre ellos.

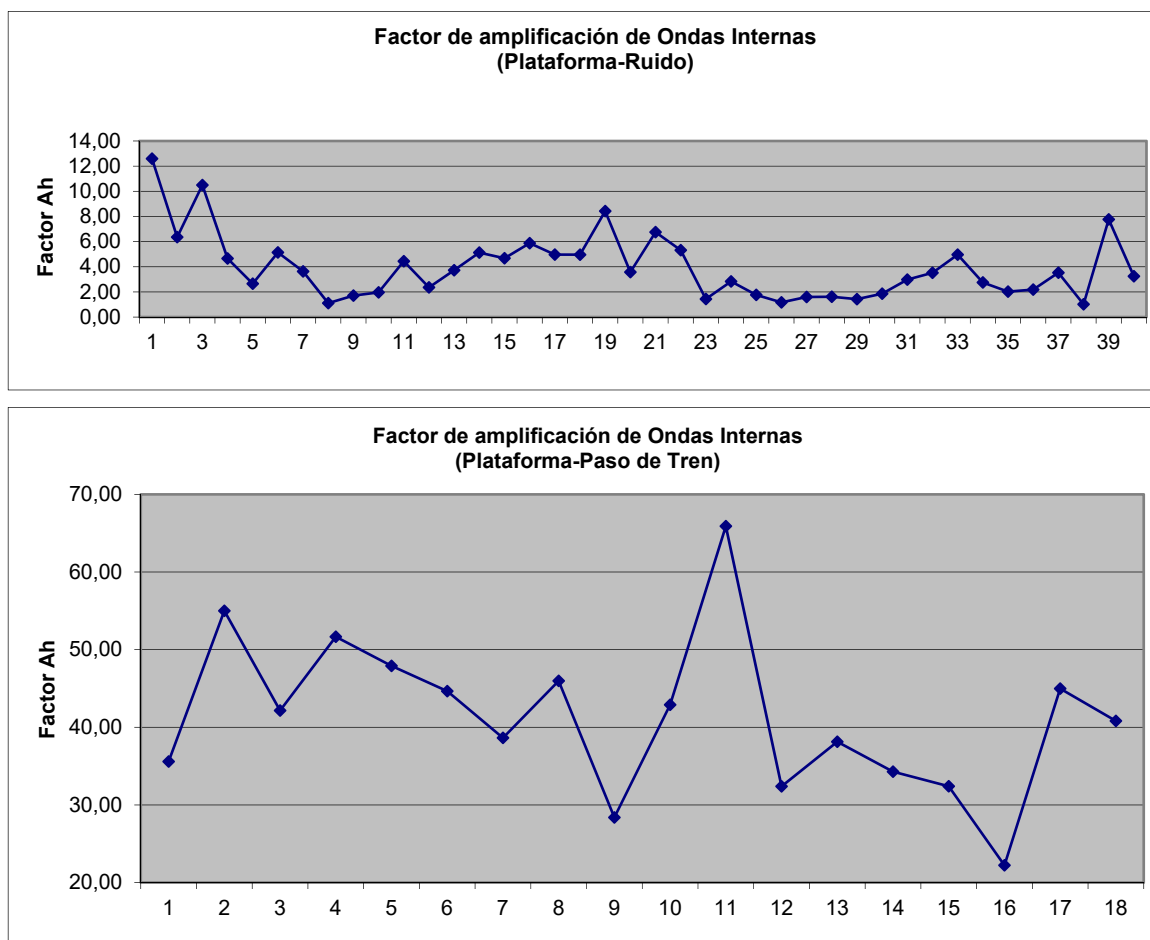


Figura 5-18. Factores de amplificación de ondas internas de registros de ruido y paso de trenes en la plataforma de la LAV Madrid-Sevilla para las razones espectrales y factores de contribución de ondas superficiales calculados por el método de Nakamura y la modificación al mismo de Rodríguez y Herráiz (2003).

5.2.7. Deformación de capas de suelos

Finalmente, el último parámetro utilizado en esta Tesis para caracterizar las propiedades dinámicas de los emplazamientos de los elementos de la infraestructura ferroviaria, de cara a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los mismos, es el cálculo de la deformación de las capas de suelo mediante la aplicación de la formulación de Nakamura (Figura 5.19).

La deformación de cizalla calculada a partir de (3.63) se basa en una serie de simplificaciones que permiten estimar la deformación en superficie a partir de la velocidad de las ondas de cizalla en el substrato subyacente a la capa a estudiar (rocoso o no), la frecuencia propia y el factor de amplificación de la capa a estudiar calculados a partir de razones espectrales y la aceleración sísmica esperable en el mencionado substrato. De este modo, a partir de aceleraciones espectrales teóricas, normativas y/o empíricas es posible determinar la mencionada deformación superficial.

A continuación se presentan varios ejemplos de estimaciones de deformaciones utilizando las características de las plataformas y suelos estudiados, aplicando los parámetros dinámicos (f y A) calculados a partir de registros de ruido y de paso de trenes. Estos cálculos se han realizado utilizando dos tipos diferentes de substrato con velocidades de cizalla de 250 y 40 m/s. El primer valor se corresponde con valores estándar propuestos por Nakamura (1996) para caracterizar los suelos sobre los que se

encuentran tendidas buena parte de las plataformas ferroviarias de las LAV japonesas, valor obtenido a partir de extensos ensayos geotécnicos y geofísicos; el segundo corresponde a los límites inferiores de resistencia de las plataformas ferroviarias estudiadas por Krylov et al. (2000) en las que se detectaron importantes problemas de desconsolidación de la vía. Por último, el tercer parámetro considerado en el cálculo es la aceleración sísmica de cálculo, para el que se han utilizado varios valores: los inducidos por el paso de trenes en cada emplazamiento y las máximas aceleraciones espectrales de cálculo indicadas por la NCSE-02 para los emplazamientos de Montoro y Córdoba.

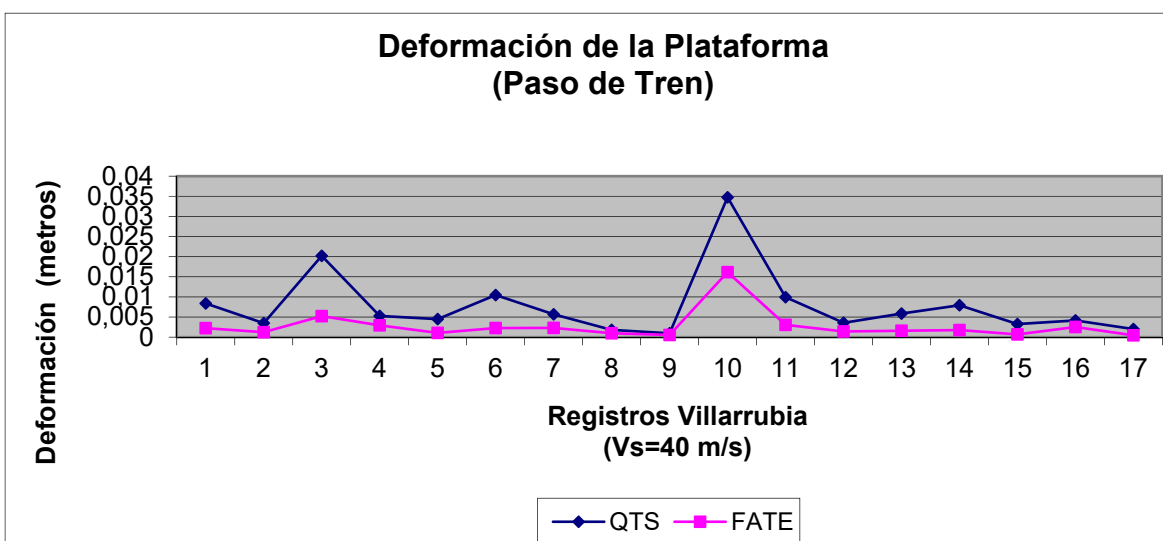
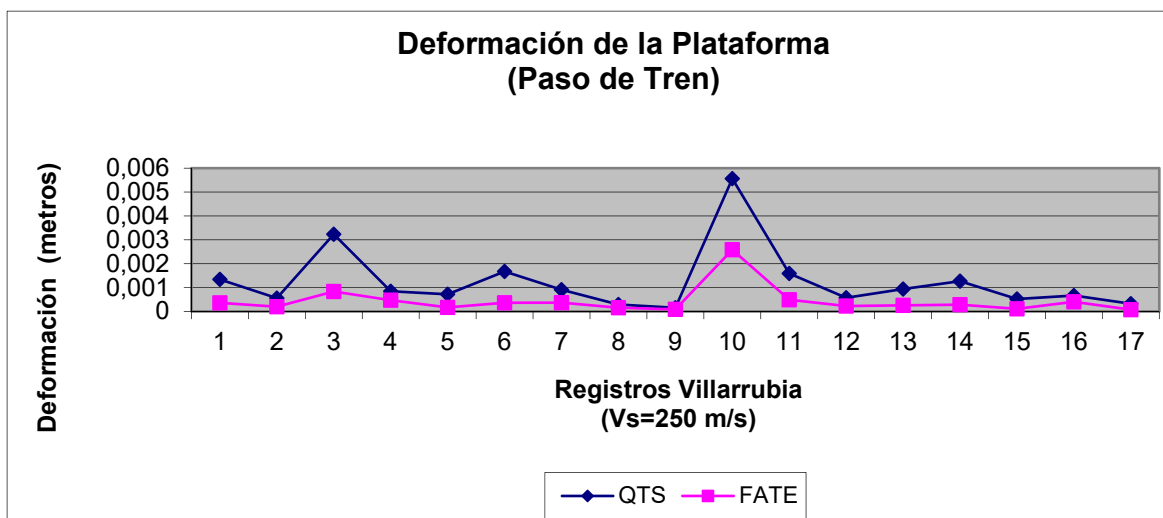


Figura 5-19. Deformaciones de la plataforma del emplazamiento de Villarrubia de Córdoba calculados para las velocidades de ondas S de 250 y 40 m/s y los índices de vulnerabilidad calculados en el apartado anterior.

Los valores obtenidos para las deformaciones de la plataforma calculados con los índices de vulnerabilidad de suelos de Nakamura (K) para los registros de paso de trenes y las características mecánicas de dichos suelos a partir de diferentes velocidades de ondas de cizalla se recogen en la Tabla 5.2.

Los valores obtenidos se han calculado aplicando los valores de aceleración horizontal promedio y máxima para el paso de trenes a partir de los que se calcularon los factores de amplificación y frecuencia propia presentados en los apartados anteriores.

También se presentan las deformaciones calculadas para las máximas aceleraciones sísmicas esperables en algunos emplazamientos de la LAV Madrid-Sevilla a partir de los factores de amplificación y frecuencias propias calculadas tanto para los registros de

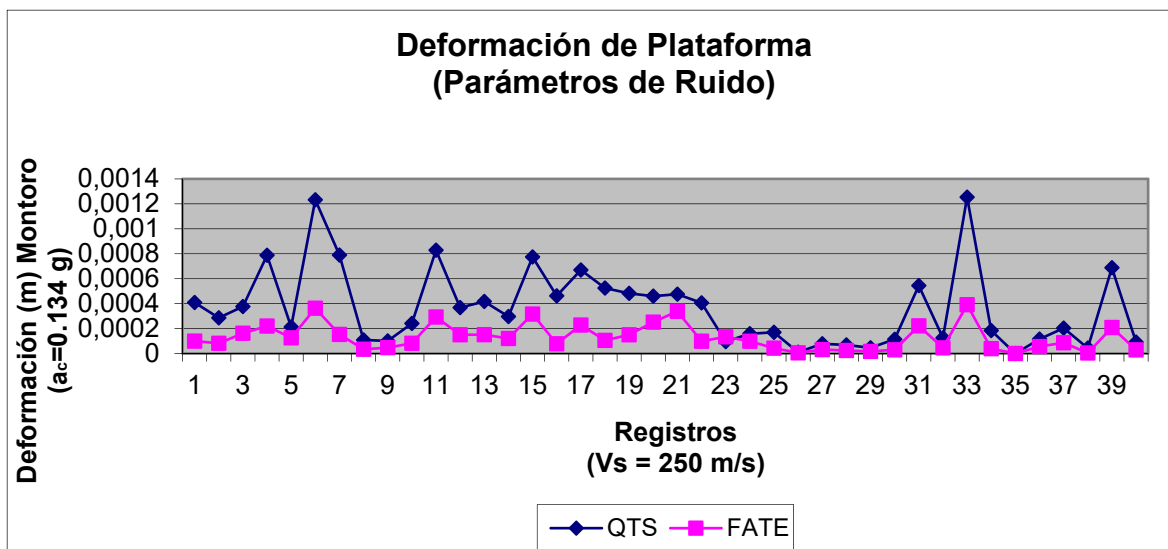
ruido como de paso de trenes y diferentes valores de velocidades de ondas de cizalla (Figura 5.20).

Valores de deformación de suelos (metros)			
		Paso de Tren	
		Aceleración promedio (g)	Aceleración máxima (g)
QTS	Vs=250 m/s	0.00121	0.00556
	Vs=40 m/s	0.00750	0.03475
FATE	Vs=250 m/s	0.00042	0.00258
	Vs=40 m/s	0.00275	0.01615

Tabla 5-2. Deformaciones calculadas para los índices de vulnerabilidad de suelos de Nakamura para las razones espectrales QTS y FATE para los registros de pasos de trenes en la plataforma de la LAV Madrid-Sevilla.

Los valores promedio de deformación para el emplazamiento de Montoro utilizando la máxima aceleración espectral (ERE) de 0.134 g y velocidades de ondas de cizalla de 40 m/s son, para el QTS y el FATE, respectivamente, de 0.0024 y 0.0007 metros. Considerando una velocidad de 250 m/s para el basamento, estos valores de deformación se sitúan en 0.0003 y 0.0001 m. Los valores correspondientes para Córdoba (0.161 g), para velocidades de 250 y 40 m/s, igualmente para el QTS y el FATE, son de 0.0004 y 0.0002 m. y de 0.0027 y 0.0010 m., respectivamente (Figura 5.21).

Los valores de deformación para los parámetros de registros de paso de trenes para basamentos con velocidades de ondas de cizalla de 250 y 40 m/s son, para los emplazamientos de Montoro y Córdoba y sus correspondientes aceleraciones espectrales de 0.0359 y 0.0116 m. para el QTS y el FATE (Vs = 250 m/s) y de 0.2233 y 0.0751 m. (Vs = 40 m/s), para Montoro y de 0.0429 y 0.0143 m. (Vs = 250 m/s) y de 0.2665 y 0.0902 m. (Vs = 40 m/s), para Córdoba.



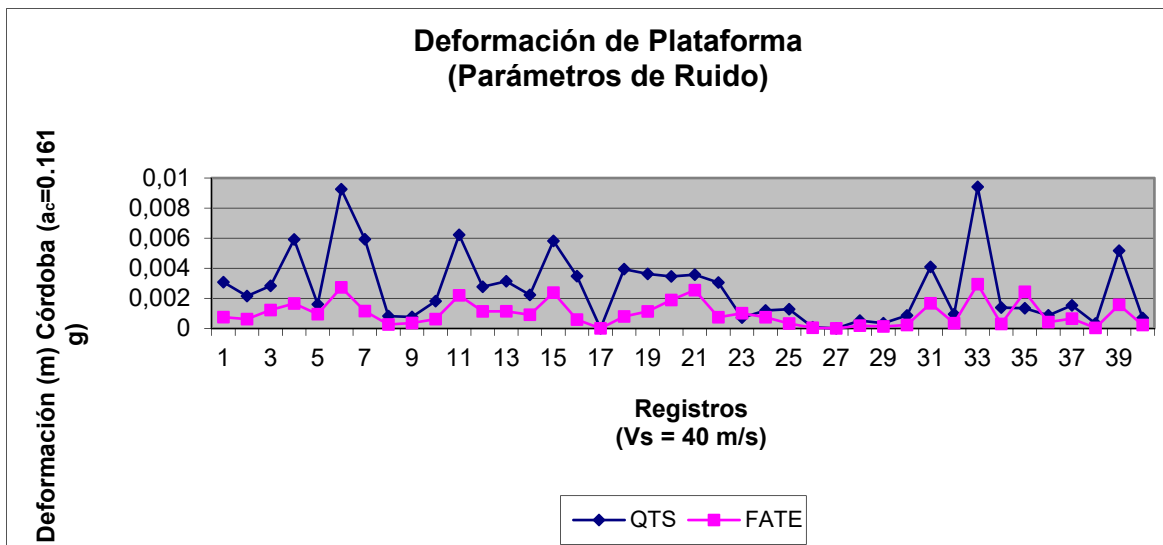
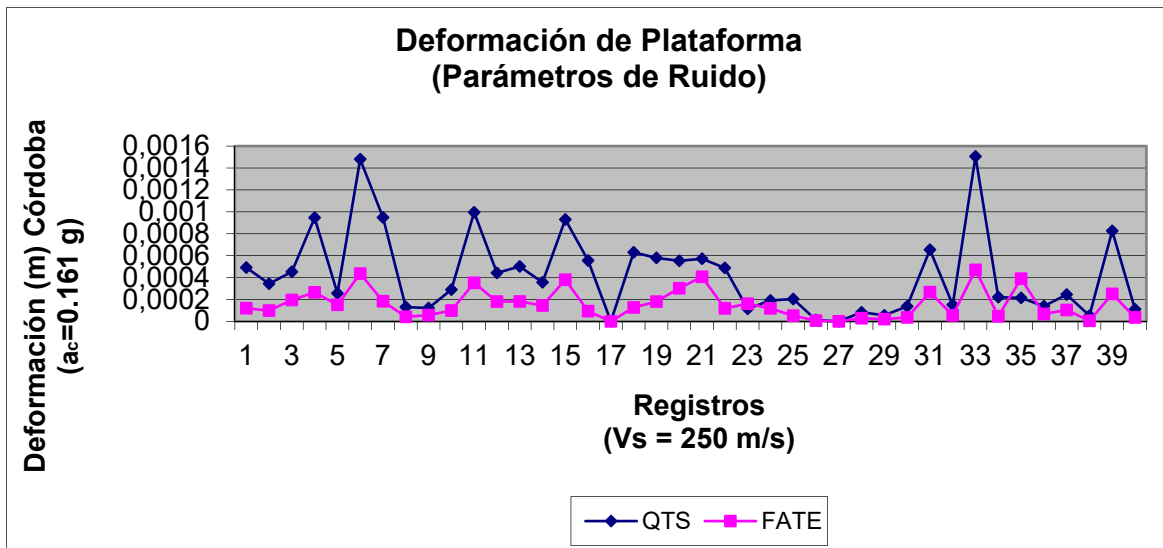
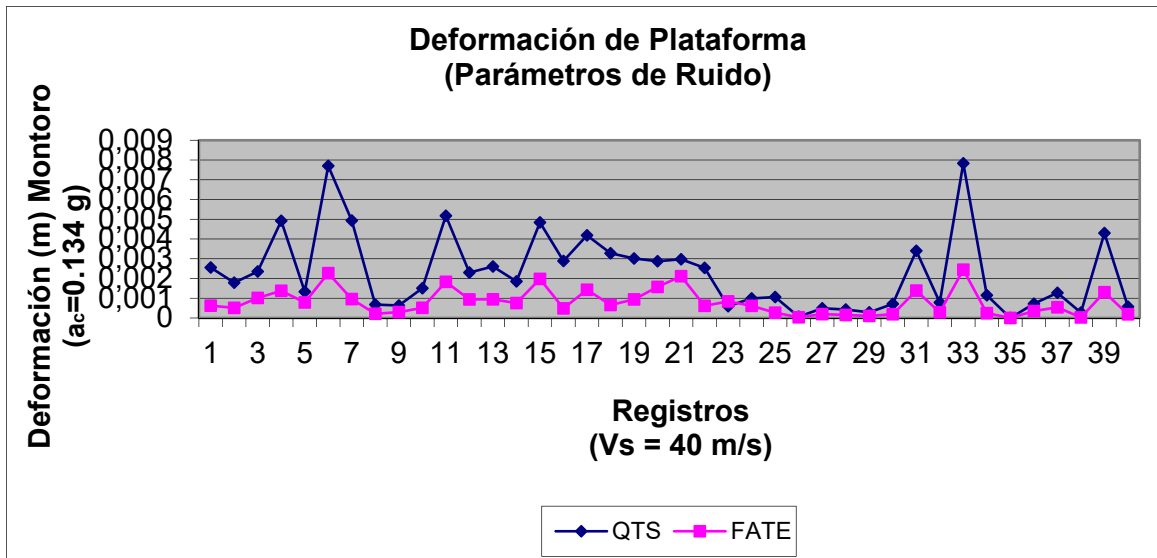
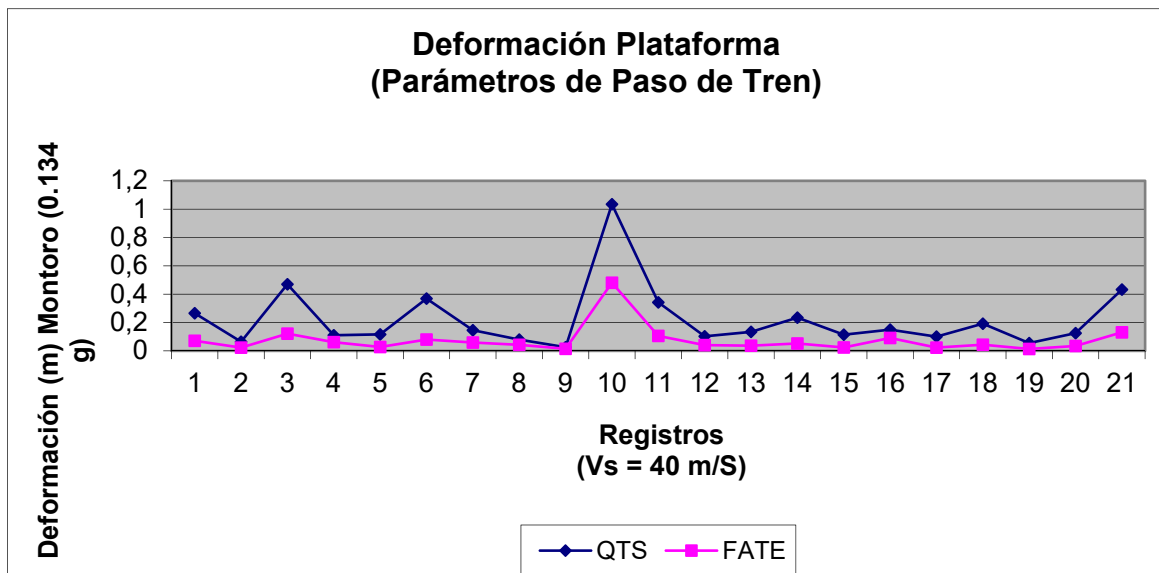
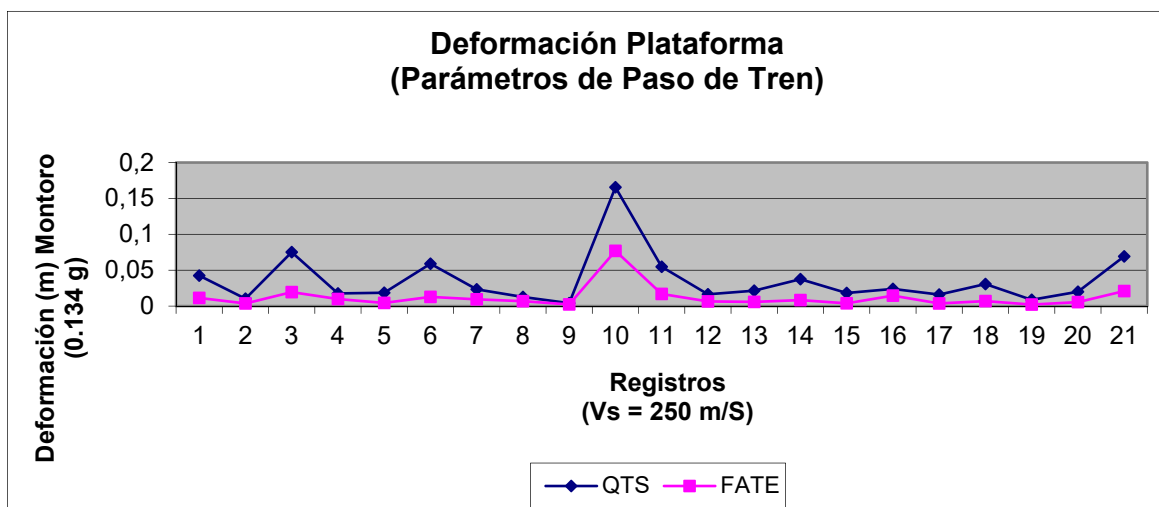


Figura 5-20. Deformaciones calculadas con los parámetros calculado con los registros de ruido para la aceleración espectral de la NCSE-02 para los términos municipales de Montoro y Córdoba, utilizando velocidades de ondas de cizalla de 250 y 40 m/s.

Los resultados muestran, para las distintas combinaciones de los parámetros antes indicados, que las deformaciones de las plataformas esperables para las máximas aceleraciones indicadas en la normativa sismorresistente, utilizando los parámetros dinámicos calculados para los registros de ruido y paso de trenes considerando el factor QTS, se sitúan entre unas fracciones de milímetro (0.0004 m.) y 26.7 cm. Cuando se adoptan los parámetros correspondientes a la razón espectral FATE los anteriores límites se sitúan entre 0.02 y 9.0 cm.

Estos valores muestran la gran variabilidad de la respuesta de las plataformas ante las acciones dinámicas, las cuales influyen en buena parte de los parámetros utilizados para su caracterización y por tanto produciendo un intervalo de soluciones muy amplio, que abarca desde emplazamientos rígidos que no se ven afectados por el movimiento del suelo hasta respuestas que producen deformaciones de suelos que pueden producir la rotura de la plataforma y por tanto la deformación de ésta y la vía montada sobre ella.



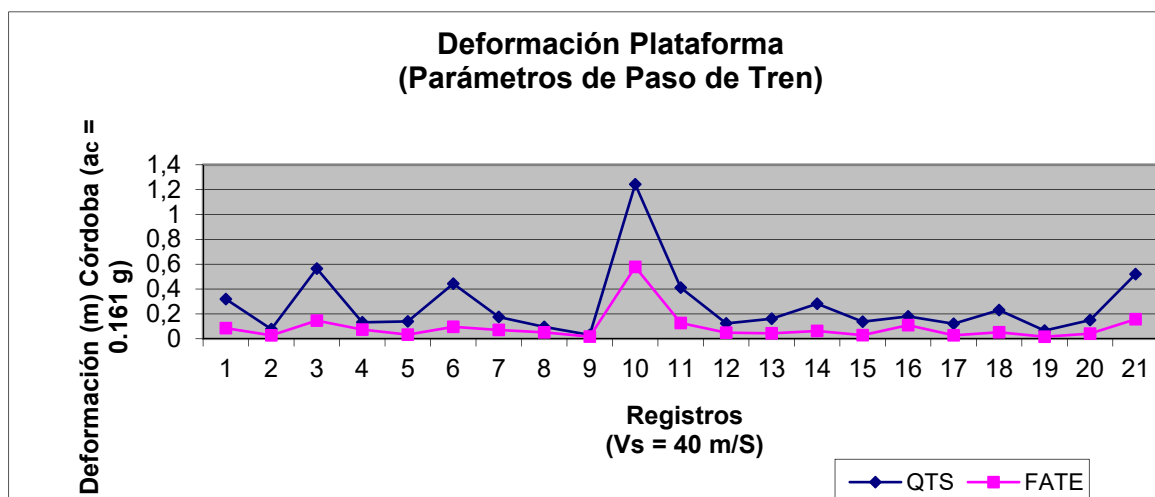
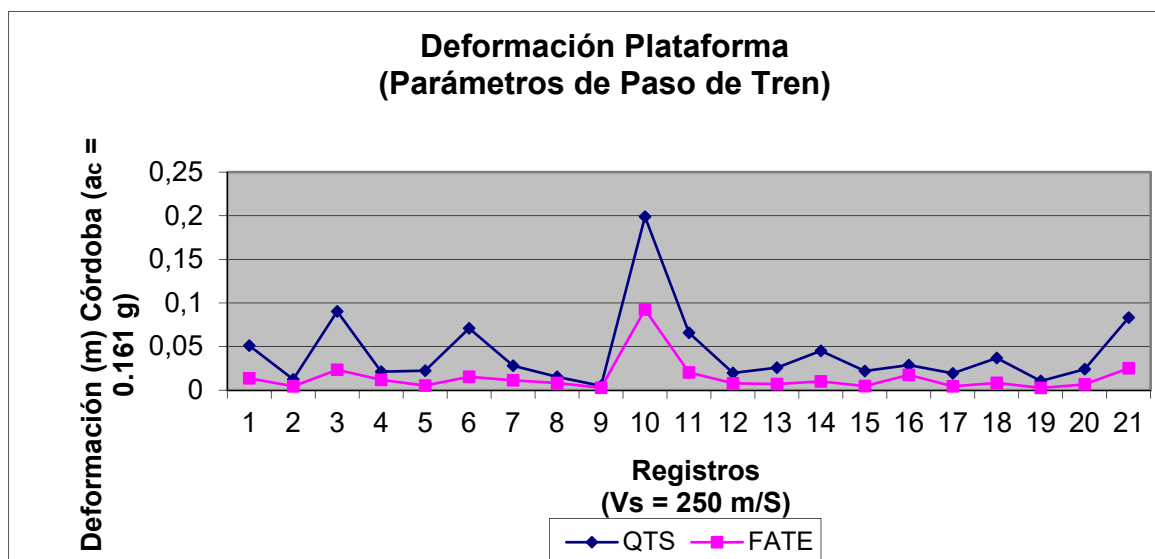


Figura 5-21. Deformaciones calculadas con los parámetros calculado con los registros de paso de trenes para la aceleración espectral de la NCSE-02 para los términos municipales de Montoro y Córdoba, utilizando velocidades de ondas de cizalla de 250 y 40 m/s.

5.3. VALORES LÍMITE DE LOS PARÁMETROS DE CONTROL

A la vista de los resultados obtenidos en el apartado anterior es posible determinar valores límites de algunos de los parámetros utilizados en esta Tesis para la caracterización de los emplazamientos. Igualmente, a la vista de dichos valores pueden definirse valores límite de las acciones sísmicas esperables que pueden llevar a los diferentes elementos de la infraestructura a situaciones de no seguridad para la circulación de los trenes AVE a las velocidades de explotación comercial.

Como punto de partida se analizan los valores de las aceleraciones registradas en los diferentes emplazamientos a partir de los registros de ruido y paso de trenes para determinar los niveles mínimos de disparo del sistema de control de forma que no se vea afectado por las vibraciones producidas normalmente en los diferentes elementos de la línea. La tabla 5.3 muestra los valores promedio de aceleración entre los diferentes elementos de la LAV estudiados y las funciones de transferencia (en porcentaje de aceleración transmitida), para cada uno de ellos, utilizando los registros de ruido y de paso de trenes.

Con los valores calculados para las funciones de transferencia de aceleración para los diferentes elementos estudiados y los factores de amplificaciones obtenidos para ellos, es posible determinar valores límite para los factores de cuasitransferencia QTS y FATE, admisibles para que con aceleraciones de cálculo dadas (referidas al basamento rocoso) el efecto sobre la vía y los trenes produzca situaciones de riesgo (Figura 5.22). Considerando que la máxima aceleración transversal admisible para los trenes calculada en el Capítulo 1 es de 0.3 g y que la máxima aceleración esperable en los emplazamientos, conforme a la NCSE-02 es de 0.136 g para Montoro y de 0.161 g para Córdoba, los mayores valores para el factor de amplificación de plataformas y suelos, para la razón espectral FATE se sitúa en 10.5 y 8.9 para las plataformas y 15.1 y 12.8 para los suelos de las zapatas de Montoro y Córdoba, respectivamente.

Aceleración Promedio (g)					
		Ruido		Paso de Tren	
		Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical
Traviesa	Misma Vía	0.00006	0.00003	0.01958	0.02080
	Otra Vía			0.00884	0.00368
T/B		-333´3 %	-233´3 %	-143´0 %	-153´8 %
Balasto		0.00020	0.00007	0.02800	0.03200
B/P		50´0 %	57´1 %	21´1 %	18´4 %
Plataforma		0.00010	0.00004	0.00590	0.00590
B/V		30´0 %	42´9 %	19´6 %	10´6 %
Viaducto		0.00006	0.00003	0.00550	0.00340
V/S		116´6 %	133´3 %	74´5 %	82´3 %
Suelo en Zapatas		0.00007	0.00004	0.00410	0.00280
B/BH		30´0 %	42´8 %	5´1 %	1´9 %
Berma de Hormigón		0.00006	0.00003	0.00143	0.00060

Tabla 5-3. Valores de aceleración registrados en los diferentes elementos de la Infraestructura de la LAV Madrid-Sevilla y funciones de transferencia entre ellos a partir de los valores promedio de las aceleraciones debidas al paso de trenes. Los valores en rojo indican la función de transferencia entre los diferentes elementos (Traviesa/Balasto = T/B, Balasto/Plataforma = B/P; Balasto/Viaducto = B/V, Viaducto/Suelo = V/S y Balasto/Berma de Hormigón = B/BH).

Considerando los valores promedio para las amplificaciones de las zapatas (promedio del área de apoyo del viaducto) y del tablero, también como promedio de los valores medidos en las diferentes pilas, éstos se sitúan en 2.3 y 3.5, respectivamente. Como se observa en la figura 5.23, a excepción de los datos de la pila Nº 3 del viaducto, el comportamiento es homogéneo, identificándose una suave tendencia, con valores que oscilan entre 1.5 y 5.8 Hz para las zapatas y entre 1.5 y 4.1 Hz para las pilas. Los valores de las frecuencias de las zapatas, nuevamente a excepción de los valores de la pila Nº

3, muestran una buena concordancia con las alturas de las pilas, lo que indica que la vibración en dichos emplazamientos está dominada por el efecto de la estructura. Considerando las frecuencias correspondientes medidas en el tablero, en los apoyos de las pilas, el comportamiento es mucho más lineal, derivado principalmente de la continuidad de la estructura por efecto de los cables internos de ésta, obteniéndose una frecuencia promedio de 2.18. Los valores de éstas frecuencias propias y factores de amplificación para los diferentes elementos del viaducto de Martíndientes se recogen en la figura 5.23.

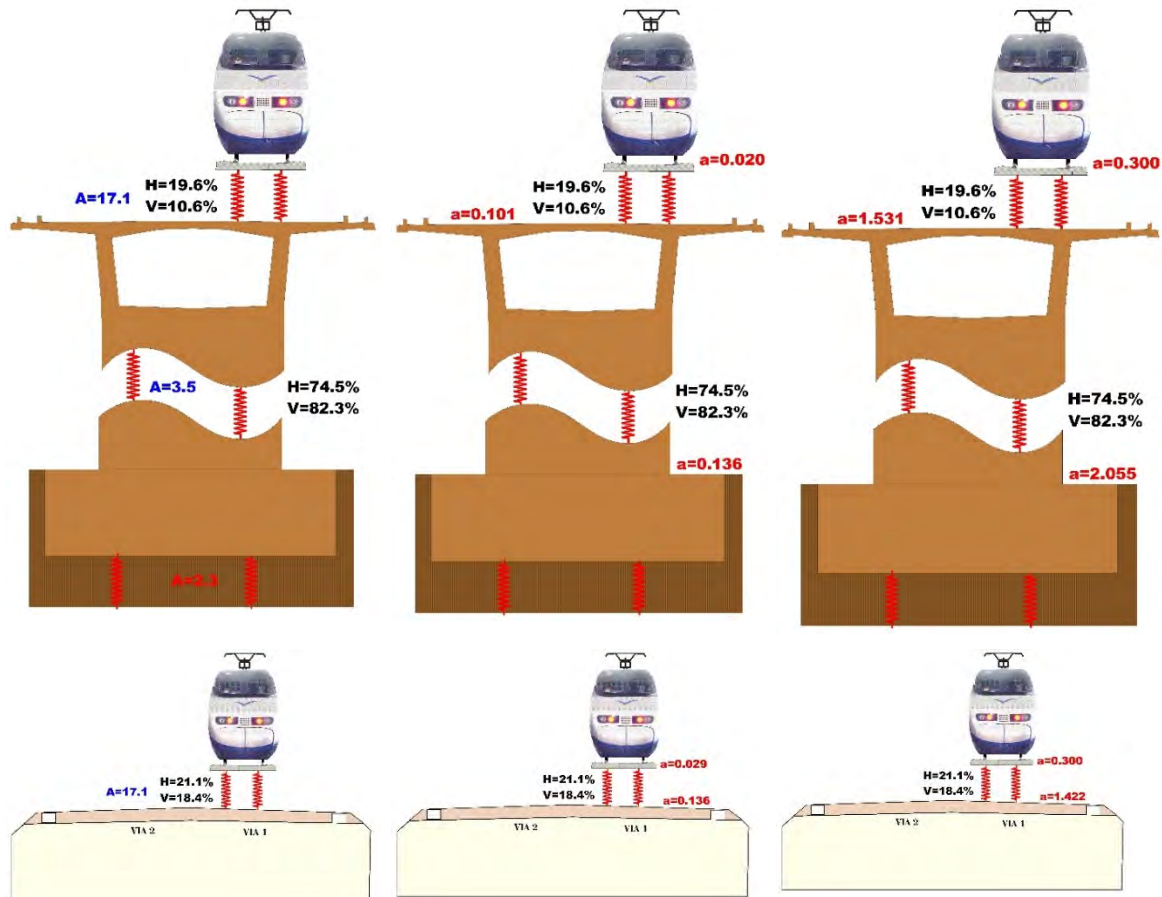


Figura 5-22. Diagramas simplificados de los elementos elásticos de los viaductos y plataformas y los parámetros calculados en esta Tesis que representan su comportamiento dinámico:

- La columna de la izquierda muestra los valores de las funciones de transferencia, horizontal y vertical del balasto y la estructura y los niveles de amplificación transversal de estos elementos.
- La columna central muestra los valores de aceleración sentidos en los mencionados elementos considerando la aceleración sísmica de cálculo (en este caso la de Montoro) dada por la NCSE-02, en ausencia de afectos amplificadores en la estructura y en la capa de balasto.

La columna de la derecha muestra las aceleraciones esperables en los diferentes elementos para que en la vía se lleguen a alcanzar los 0.3 g de aceleración transversal que se ha establecido como límite de seguridad para las circulaciones de los trenes. Al igual que en apartado anterior no se han considerados efectos de amplificación en la estructura ni en la capa de balasto.

Los valores obtenidos para la frecuencia pueden ser utilizados para el análisis de estabilidad con respecto a los sismos de cálculo planteados en el Capítulo 4 de esta Tesis. Los correspondientes a las zapatas aportan un promedio de 2.59, valor que difiere

en torno al 15 % del obtenido para la estructura. Así, puede considerarse que la banda de frecuencias donde la estructura es más vulnerable, considerando tanto los elementos estructurales como el propio emplazamiento de ésta, estaría entre los 2-3 Hz. Nuevamente, estos valores se sitúan en la meseta correspondiente a la máxima aceleración espectral del ERE de los emplazamientos para la NCSE-02, en el intervalo de periodos de 0.33-0.50 s (Figura 5.8).

Finalmente, los valores de las máximas aceleraciones registradas en las plataformas por efecto del paso de trenes indican que los sistemas que se dispongan para la detección del movimiento del suelo han de calibrarse, para el disparo de las alertas, con valores mínimos de 0.08 g para las componentes longitudinales y transversales y de 0.05 g para las verticales. Sin embargo, las propias condiciones locales de cada uno de los emplazamientos en que hayan de instalarse estos equipos podrán determinar la necesidad de modificar estos valores, en función de los niveles medidos en él, proceso que puede realizarse de forma remota, una vez instalado y configurado el equipo.

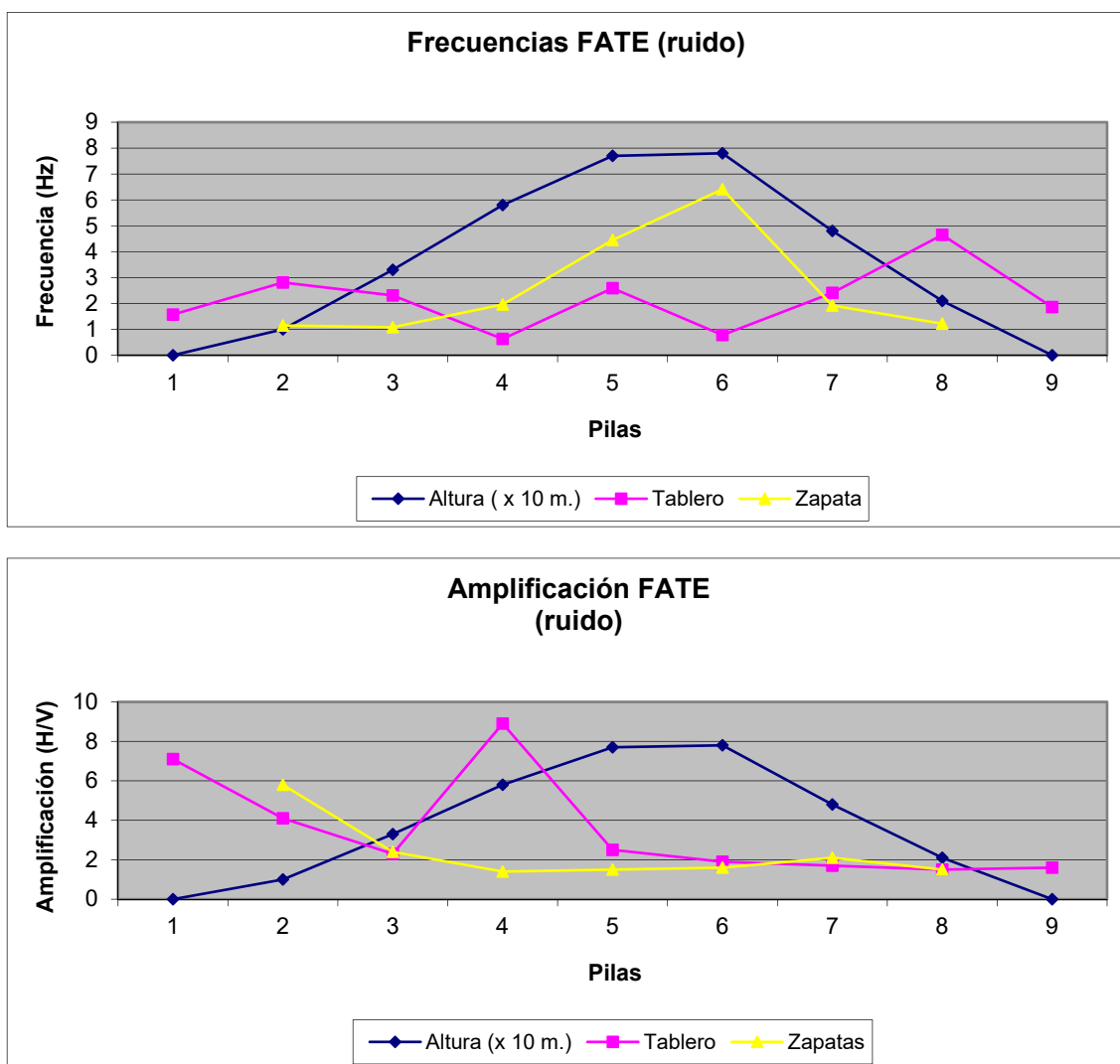


Figura 5-23. Valores de las frecuencias propias y factores de amplificación para los elementos del viaducto de Martindientes. La representación de las pilas corresponde al estribo norte (nº 1), las siete pilas (nº 2 a 8) y el estribo sur (nº 9), indicados con los puntos azules. Los valores se han obtenido a partir de los registros de ruido realizados tanto en el interior del tablero como en las zapatas de las pilas (Figura 5.11).

5.4. REPRESENTACIÓN DE RESULTADOS

De los diferentes parámetros calculados, los más representativos para evaluar la vulnerabilidad y por tanto el riesgo del servicio ferroviario frente a la ocurrencia de un sismo, además de ser los más utilizados en la literatura científica para representar la zonación y microzonación sísmica son la frecuencia propia y el factor de amplificación calculados a partir de razones espectrales. Lógicamente esto es debido a que el método más extendido para caracterizar sísmicamente la respuesta de un emplazamiento es a través de los espectros que relacionan aceleraciones del suelo con las frecuencias o periodos a los que se presentan cada uno de sus valores (Nakamura, 1989, 1996, 2004; Roca et al., 1999).

De este modo, los mapas y planos donde se presentan los resultados de la campaña de registros realizada en esta Tesis recogen los emplazamientos estudiados indicando los registros realizados en ellos, recogidos en el Anexo I; indicando la frecuencia propia (f) y el factor de amplificación (A) calculados a partir de la razón espectral FATE, como promedio de los valores obtenidos en los registros referidos.

En el Anexo III se recogen, en los mapas escala 1: 10.000 del Instituto Cartográfico de Andalucía, los puntos de registro, los valores indicados de f y A , los equipos de detección de desprendimientos y caída de objetos a la vía y los emplazamientos elegidos para la instalación de los acelerómetros del sistema de alarma y control sísmico que se define en el apartado 5.5.

En el trayecto considerado en esta Tesis, con una longitud de 95 Km, se han analizado 25 emplazamientos, identificado y situado 55 detectores de desprendimientos y definido 7 puntos para la instalación de los acelerómetros, en emplazamientos situados cerca de cuartos técnicos de las instalaciones de señalización de la LAV. En la Tabla 5.4 se recogen los puntos kilométricos (P.K.) propuestos para la instalación de dichos equipos y los mapas donde se sitúan.

Es necesario indicar que el análisis presentado en esta Tesis no cubre, ni mucho menos, toda la LAV. Ni tan siquiera, dentro del trayecto mencionado, se dispone de una cobertura homogénea. Los resultados que se presentan han de considerarse como resultados iniciales cuya principal intención e interés se concreta en mostrar la utilidad del método de registro, el equipamiento y el análisis realizado sobre diversos elementos de la infraestructura ferroviaria para determinar valores de referencia para diferentes parámetros que pueden caracterizar la respuesta sísmica de dichos elementos.

Situación de los acelerómetros del Sistema de Control Sísmico							
Equipo	1	2	3	4	5	6	7
P.K.	285+200	294+066	304+899	317+000	332+900	345+100	357+000
Mapa	88142	88214	90312	90244	92332	92313	94331

Tabla 5-4. Situación de los equipos de detección sísmica para la LAV Madrid-Sevilla en el trayecto Conquista-Almodóvar del Río, entre los P.K. 265+000 y 360+000.

A la vista de la validez de los resultados obtenidos para los emplazamientos analizados podrán definirse otros donde se muestre interesante realizar estudios similares, para ampliar la cobertura del sistema de control propuesto.

5.5. SISTEMAS DE CONTROL SÍSMICO

Actualmente, en la mayoría de los países del mundo los sistemas de registro sísmicos están concebidos para la detección, registro y análisis de terremotos, el cálculo de los principales parámetros focales de los mismos, así como el mecanismo asociado a las fracturas que los producen. Esta información es imprescindible para evaluar los

parámetros locales del movimiento del suelo (desplazamiento, velocidad y/o aceleración) y la dependencia de éstos con el tiempo. A través de este conocimiento es posible determinar las características mecánicas y estructurales de los materiales de las capas de terreno atravesadas por las ondas sísmicas, así como el origen, la composición y comportamiento de éstas últimas. De este modo, los sistemas sismológicos y acelerográficos permiten obtener datos que permiten profundizar en el estudio de la Tierra y de los procesos que generan los terremotos y establecer políticas y líneas de actuación con el objeto de evitar o al menos disminuir los daños esperables por dichos terremotos.

Este cometido, para el caso de España, se encuentra encomendado al Ministerio de Fomento y dentro de su estructura al Instituto Geográfico Nacional. Teniendo en cuenta el tipo de sismicidad de España la principal misión del IGN consiste en registrar y analizar los sismos sentidos en las estaciones de la Red Sísmica Nacional para, coordinadamente con organizaciones sismológicas internacionales, disponer de una amplia cobertura de registros de grandes sismos que permitan estudiar la estructura de la Tierra a diferentes escalas. Igualmente tiene como función determinar las zonas sismogénicas del Territorio Nacional y aquellas otras no pertenecientes a éste con posibilidad de afectar a los ciudadanos y servicios del país. Adicionalmente, proporciona información directa de la ocurrencia de terremotos previa suscripción a dicho servicio de información. Este servicio notifica en un plazo de unos minutos la situación del epicentro, hora origen y la información correspondiente a los parámetros focales del sismo y una primera solución del tensor sísmico. Hoy en día es el sistema existente en España más rápido para tener conocimiento de la ocurrencia de un terremoto.

En países donde existe una sismicidad mucho más intensa y se han desarrollado líneas de ferrocarril de altas prestaciones (Alta Velocidad y Velocidad Alta) ya se vio en las primeras etapas de dicho desarrollo la necesidad de disponer de información directa de la ocurrencia de sismos con el fin de disminuir el tiempo de respuesta en la alarma y/o actuación frente a la misma. La primera mención a este tipo de sistema, habitualmente denominado EAS (Earthquake Alert System), se publicó en el **San Francisco Evening Bulletin** del 3 de noviembre de 1868 por J.D. Cooper, en el que se planteaba la posibilidad de la utilización de la diferencia de velocidad entre la transmisión telegráfica (300.000 Km/s) y la de las ondas sísmicas (< 8 Km/s) para disponer de información de la ocurrencia de un sismo antes de que se produjese el movimiento del suelo (Harben, 1991; Nakamura, 1996; Espinosa-Aranda et al., 2003). Las limitaciones técnicas de la época hicieron que tuvieran que pasar casi 100 años antes que esta idea fuese llevada a la práctica (Figura 5.24).

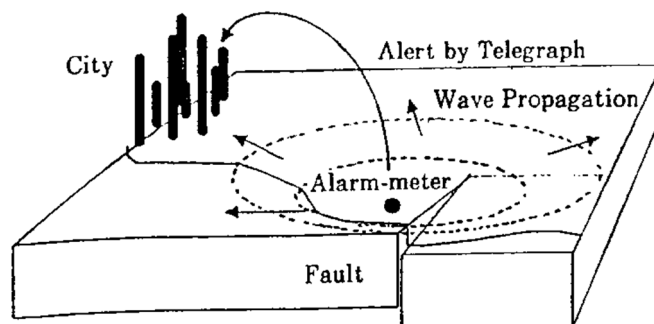


Figura 5-24. Esquema del sistema de alarma sísmica propuesto por J.D. Cooper en 1868 (Nakamura, 1996).

De este modo a mediados de los años 50 ya se instaló en Japón el primer sistema de alarma sísmica del ferrocarril. En 1964, cuando se inauguró la primera línea de Alta Velocidad del mundo, el Shinkansen Tokio-Osaka (Tokaido Shinkansen) disponía de idéntico equipamiento (Nakamura, 1996). Poco después del comienzo del servicio del

Shinkansen, en 1965, un terremoto de magnitud 6.1 ($M = 6.1$) mostró la necesidad de disponer de un sistema que junto con la información de la ocurrencia de los terremotos, fuese capaz de detener los trenes y poner el conjunto de las instalaciones en condiciones de máxima seguridad. En 1972 el doctor Hakuno retomó la idea de J.D. Cooper proponiendo un sistema de alerta y control sísmico a los ferrocarriles japoneses. Dicho sistema incluía la automatización de la toma de decisiones en función del tamaño y localización de los sismos. Esta característica llevó a importantes dificultades técnicas ya que la explotación ferroviaria se veía afectada de la fiabilidad del sistema, con las consiguientes repercusiones en la regularidad de los trenes. Ya en 1868 Cooper describió la necesidad de la automatización del sistema de alerta y el problema tanto de las falsas alarmas como de la importancia de la educación pública para hacer efectivos dichos avisos.

Como en todo sistema de alarma era importante no sólo conseguir la detección de todos aquellos eventos que habían de serlo (eliminación los falsos negativos) sino disminuir al máximo la de aquellos que no lo eran (falsos positivos ó falsas alarmas). La experiencia indica que un sistema con una tasa elevada de falsas alarmas pierde su efectividad en un espacio de tiempo muy breve y ello lleva a su inhabilitación o desconexión. De este modo el sistema del JNR (Japan National Railway) basado en sismómetros de alarma hubo de adaptarse a la nueva funcionalidad y para ello modificarse tanto su equipamiento como su funcionamiento. Esta modificación consistió en la sustitución de los sensores de velocidad (sismómetros) por acelerómetros, que daban información directa de las aceleraciones del suelo y que por tanto no requerían de un procesado inicial para la toma de decisiones (al menos de la primera, la de desconexión del sistema de alimentación de los trenes y la detención de éstos). Sin embargo, en determinadas circunstancias era posible que las condiciones locales de los emplazamientos en los que se disponían los equipos o bien las propias condiciones de la propagación de las ondas sísmicas llevaran a que no se alcanzasen los niveles de disparo esperables. En tal caso era necesario disponer de una red densa que permitiera contrastar los niveles de aceleración en varios emplazamientos simultáneamente y en función de dichos valores disparar la alarma para un área predeterminada.

Cuando se puso en servicio el Tohoku Shinkansen (1982), esta línea ya disponía del sistema de detección denominado de Línea de Costa. El sistema del Tohoku Shinkansen fue desarrollado para disponer de varios niveles de aceleración de alarma e indicaba los valores de aceleración máxima en un gráfico junto con las formas de ondas de los registros. Desde ese momento y hasta la actualidad este sistema se ha instalado en las líneas convencionales del JR (Japan Railway) cada 40-50 Km y en las de los Shinkansen (Alta Velocidad) cada 20 Km. Los equipos utilizados se encuentran situados en superficie y su umbral de disparo se sitúa en 40 gales (cm/s^2) de aceleración horizontal.

Nakamura (1996) y Tomita et al. (1999), responsables en su momento del sistema de control sísmico del ferrocarril japonés, recogen detalladamente los diferentes sistemas de alerta y control sísmico en función de la evolución de la instrumentación y el equipamiento informático de los mismos. Dicho sistema denominado UrEDAS (Urgent Earthquake Detection and Alarm System) fue el primer sistema de alerta sísmico del mundo en tiempo real. Dicho sistema disponía junto con los equipos instalados en los trazados de las líneas ferroviarias de equipos en las llamadas "Líneas de Costa", similares al sistema más conocido de Ciudad de México (Espinosa-Aranda, 2003), que permitían estimar la magnitud del sismo a partir de la llegada de las ondas P y evaluar los daños esperables en el área afectada.

En 1984 se instaló el primer prototipo de UrEDAS en la ciudad de Miyaka. En 1989 gracias a la subvención del Ministerio de Transportes Japonés se instaló una red UrEDAS en el área de la ciudad de Tokio con 5 equipos. Posteriormente se instalaron equipos en el túnel submarino Seikan, en la línea Tokaido Shinkansen y en otras líneas hasta completar la red actual. En 1992 se instaló un prototipo del UrEDAS en el Instituto

Sismológico del Caltech en Pasadena, California, a través de un proyecto de colaboración entre el Railway Technical Research Institute (RTRI) y el profesor Hiroo Kanamori. Este UrEDAS registró el terremoto de Northridge, del 17 de enero de 1994, así como sus réplicas.

De forma simple el sistema determinaba la localización, profundidad y magnitud de los terremotos a partir de la llegada de la onda P en una única estación. Pese a sus limitaciones este sistema fue adoptado ya que evitaba los inconvenientes de los sistemas multi-estación, debidas principalmente a la fiabilidad y capacidad de las comunicaciones. Cada equipo enviaba una primera estimación 1 segundo después de la llegada de la onda P y la definitiva tras la llegada de las ondas S. Esta información era enviada al Centro del Sistema UrEDAS que tras recibir la de todos los equipos proporcionaba un informe de medidas de contingencia dos minutos después de la llegada de la primera onda P. Este sistema, con la mencionada configuración de equipos autónomos, funcionaba a pesar de que ocurriera la destrucción de alguno de los equipos e incluso si la Central del sistema se viese dañada, ya que ya hubiera sido enviado el primer mensaje de alarma a los sistemas de actuación. En enero de 1995, tras la ocurrencia del terremoto de Kobe, se encontraban en servicio 26 equipos UrEDAS, 25 en las líneas del Shinkansen en Japón y el mencionado del Caltech en California. El sistema UrEDAS, como indican Nakamura y Tomita, es más útil que los sistemas convencionales que disponen equipos justo en los emplazamientos a proteger por dos motivos principales: proporcionan mayor tiempo de respuesta tras la detección del sismo y al no requerir la transmisión de la forma de ondas (del acelerograma) el sistema puede simplificarse de forma importante.

Las bases teóricas del método de detección del sismo, cálculo de magnitud, localización y llegadas de ondas pueden seguirse en Nakamura (1996). El planteamiento recogido en dicho trabajo representa las bases y el funcionamiento del sistema de información sísmica (complemento del de detección UrEDAS) denominado HERAS (Hazard Estimation and Restoration Aid System) en su versión inicial, conocido simplemente como HERAS. Tomita et al. (1999) presentaron la evolución del sistema HERAS-II desarrollado tras el terremoto de Kobe de 1995 y cuyas principales diferencias consistían en sustituir los factores de amplificación de los emplazamientos calculados a partir de las razones espectrales de microtemores (Nakamura, 1989) por los índices de vulnerabilidad de suelos establecidos conforme a (3.63) (Nakamura, 1996).

En la pasada 13ª Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica celebrada en agosto de 2004 en Vancouver, Canadá, Nakamura (2004) presentó un completo repaso del sistema **UrEDAS**, y la evolución desarrollada tras el terremoto de Kobe de 1995, denominada **Compact UrEDAS**. En su trabajo actualizó los datos de cobertura de las líneas del ferrocarril japonés y expuso las nuevas instalaciones realizadas en diversos países del mundo. Igualmente analizó la respuesta del sistema durante algunos de los últimos terremotos ocurridos en las áreas cubiertas por dichos sistemas. La Figura 5.25 muestra la distribución del sistema UrEDAS en Japón. Como principal conclusión planteó la necesidad de disponer de sistemas de control, tanto en el entorno ferroviario como en cualquier otro afectado de riesgo, como base para disponer de un sistema de gestión de amenazas eficaz como respaldo a la gestión organizativa de las distintas Administraciones. Así, mencionó el nuevo sistema instalado en la Universidad de California en Berkeley en el año 2000, para calibrar su utilidad en la detección de tsumanis. También presentó los resultados obtenidos con el equipo instalado en Ciudad de México, en las dependencias del CIRES (Centro de Instrumentación y Registro Sísmico) en 2001, en la detección del terremoto de Colima del 21 de enero de 2003.

Finalmente, indicar como principal muestra de la realidad de la red de Alta Velocidad japonesa y de los riesgos asociados a la ocurrencia de un sismo en la misma, algunos de los principales números correspondientes al estado de las LAV japonesas en su cuarenta aniversario el pasado 2004 (Arenillas, 2004):

- La longitud de la red era de 2.404 Km, el 36 % del total mundial, toda ella en zonas sísmicas muy activas.
- Una ocupación de 71 Millones de viajeros por Km/año frente a los 69 de todas las redes europeas de Alta Velocidad.
- Una velocidad media máxima de 261´8 Km/h (Nozomi Shinkansen) frente a los 259´4 del TGV Mediterráneo (Valence - Marseille).
- Trenes con la mayor capacidad del mundo, con 16 coches y más de 1.300 viajeros por tren, disponiendo actualmente de trenes de dos pisos con un máximo de 1.634 viajeros en composición doble.
- Por último, la LAV más antigua del mundo, la Tokaido Shinkansen entre Tokio y Osaka, de la que se ha cumplido el cuarenta aniversario, mueve 400.000 viajeros/día con 350 trenes diarios, llegando en hora punta a disponer de 15 servicios/hora por sentido, con una cadencia de trenes de uno cada 4 minutos, nuevamente, con el trazado completo de la línea en una zona de muy alta sismicidad.

Cronológicamente, el siguiente sistema de alerta sísmica en entrar en funcionamiento fue el Sistema de Alerta Sísmica de Ciudad de México (SAS), gestionado por el CIRES en 1991. Este sistema, pese a no ser un sistema de alerta específico para los servicios del ferrocarril sí establecía una estructura y funcionamiento diferente al sistema japonés y como tal es interesante como posible alternativa al indicado. Éste sistema proporcionaba un margen de tiempo de unos 60 segundos a los habitantes de Ciudad de México frente a los terremotos con origen en la zona del de Guerrero de 1985 (Espinosa-Aranda, 2003).

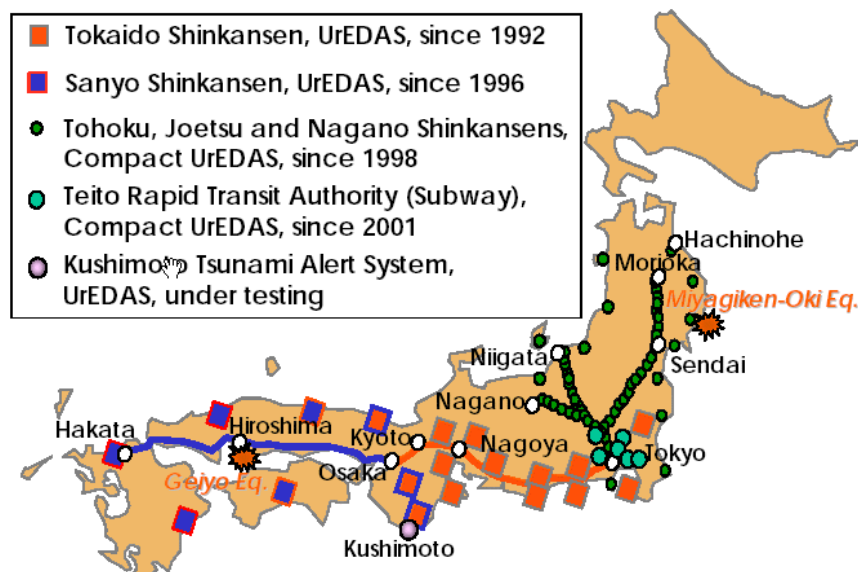


Figura 5-25. Esquema de los equipos UREDAS de detección sísmica instalados en Japón, junto con los epicentros de dos de los últimos terremotos ocurridos en el área (Nakamura, 2004).

De forma simple el sistema del CIRES detecta los sismos a partir de sensores instalados en la línea de costa del Pacífico, transmitiéndose las alarmas a través de vía radio, en frecuencia modulada comercial (FM), la cual integrada en servicios de radiodifusión pública emite mensajes programados de alerta a través de los receptores instalados en escuelas, principales calles y edificios públicos y comerciales. Dichos mensajes se emiten mediante bocinas y altavoces situados en los puntos más significativos de los emplazamientos indicados. Estas alarmas, con un margen estimado y ya indicado de 60 segundos de margen previamente a la llegada del sismo, permiten un desplazamiento

medio de las personas de unos 100 metros (Nakamura, 1996), lo que hace que puedan abandonar ascensores, pasarelas, balcones, ventanas y otros puntos de riesgo y situarse en puntos más protegidos (umbrales de puertas, bajo mobiliario robusto, espacios abiertos, etc.). Lógicamente, este sistema precisa de un profundo programa de formación de la sociedad con el fin de que se conozcan los emplazamientos más vulnerables y aquellos en los que su integridad física corre un peligro menor.

Otra forma de disponer de información sobre la ocurrencia de terremotos consiste en suscribirse a servicios de información sísmica externos (ya se ha mencionado el disponible en España del IGN). Este sistema era el utilizado por la Southern California Regional Rail Authority - SCRRRA - (McGinley, 1995) durante el terremoto de Northridge de 1994. En dicho momento el SCRRRA disponía de información del servicio sísmico del CUBE (CalTech USGS Broadcast of Earthquake) a través de un terminal conectado al sistema. Éste era en su momento el método más barato y eficaz de tener información sísmica directa. Como alternativa a este sistema, la Federal Railroad Administration (1993) establecía en sus recomendaciones para las instalaciones de las futuras Líneas de Alta Velocidad en California, el disponer de sistemas de control sísmico similares a los del sistema UrEDAS de las líneas del Shinkansen japonés. Actualmente el proyecto de las LAV en California se encuentra aun en fase de proyecto, sin embargo, se han instalado dos nuevos sistemas de control sísmico en otras administraciones ferroviarias. El primero de ellos, próximo a las LAV españolas, se encuentra en servicio en la línea del TGV Méditerranée (Valence-Marseille) desde su inauguración en el año 2001.

Roujon et al., (1999) expusieron los requisitos normativos en vigor en Francia para proteger las instalaciones de la LAV frente al riesgo sísmico así como las diferentes soluciones estructurales y constructivas aplicadas en los diferentes tramos y elementos del trazado, estableciendo igualmente los límites de aceleración sísmica en las distintas zonas entre 0.15 y 0.30 g. Es importante mencionar que la zona correspondiente a dicha línea está afectada de aceleraciones sísmicas de cálculo sensiblemente menores que las correspondientes a la LAV Madrid-Sevilla y algunas otras correspondientes a LAV en proyecto en España. En la figura 2.4 (Jiménez et al., 2003) se observa que los valores de aceleración del área de Marseille (Marsella) son menores que los establecidos por el SESAME para el litoral mediterráneo español y sus zonas limítrofes. Quero y Doan (2002) establecieron como máxima intensidad sísmica esperable en la zona del trazado la de grado VIII en la escala MSK correspondiente al sismo de Lambesc del 11 de junio de 1909. Igualmente mencionaban la aplicación del Eurocódigo 8 para el cálculo de la probabilidad de excedencia de las acciones sísmicas para asegurar el estado límite de servicio de las instalaciones. Vanstaen (2002) y Gardin (2003) presentaron el sistema de control sísmico de la línea dentro del sistema global de control de riesgos de los servicios del Ferrocarril. Estos análisis llevaron a establecer un nivel de alerta del sistema en 0.04 g de aceleración en suelo (el mismo que el establecido por UrEDAS para Japón). El sistema se planteó, al igual que el UrEDAS, como un sistema de control automático, además de alerta, en función del nivel de aceleración del suelo registrado. Se dispusieron 24 puntos de detección, uno cada 10 Km (en una longitud de línea de 250 Km). Se instalaron dos centros de control en Marsella y Lyon y se establecieron los siguientes procedimientos de ejecución:

- La detección de una única estación con valores de aceleración mayores de 0.04 g provoca una limitación de velocidad de los trenes que circulan en su área de control a 170 Km/h.
- La detección de una única estación con aceleración superior a 0.065 g dispone la pre-alarma de las instalaciones de señalización del trayecto protegido en situación de señales cerradas, provocando la detención de los trenes.

Las alarmas eran efectivas cuando tres estaciones en estado activo, cubriendo 20 Km de línea, daban una alarma en un intervalo de 5 segundos (para el nivel de aceleración establecido). En caso de que una estación que se encontraba fuera de calibración diese la misma alarma que las contiguas, en estado de funcionamiento normal, ésta se

consideraba efectiva y era tenida en cuenta. Simultáneamente estas alarmas eran enviadas al DASE (Département d'Analyse et de Surveillance de l'Environnement) del Commissariat à l'Énergie Atomique (CEA). Si en un plazo de diez minutos este organismo confirmaba la detección de un terremoto, el servicio no era restituido hasta que se completaba el reconocimiento de la zona afectada.

El equipamiento de los puntos de detección consistía en acelerómetros de tres componentes de los que únicamente se utiliza la componente vertical a efectos de alerta, mientras que las horizontales aportaban información adicional para el análisis de los eventos detectados. Considerando la aplicación de las RAMS indicados en el capítulo 2 (CEN, 1998), los criterios de fiabilidad, disponibilidad, mantenibilidad y seguridad del sistema se definieron conforme a los siguientes niveles:

- Disponibilidad: Valores del MTBF (Mid Time Between Fail), tiempo medio entre fallos, superiores a 4.500 horas. Esto representa algo menos de 2 averías al año.
- Fiabilidad: No era admisible una deriva del sistema para las alarmas de 0.04 g menores a 20 años y de 30 años para las de 0.065 g.
- Mantenibilidad: No se requería más de una acción preventiva al año y en caso de precisarse la sustitución de un equipo o parte de éste nunca habría de darse de baja el sistema completo.
- Seguridad: No se admitía al sistema una falsa alarma en 10 años (falso negativo) en el área controlada.

Otro sistema de control sísmico instalado en los últimos años y que está definido conforme a los requisitos del UrEDAS es el instalado en Taiwán (Wu et al., 2004; Wu y Kanamori, 2005). Dicho sistema recoge criterios derivados de los desarrollos de los sistemas japoneses y mexicanos actualizando los algoritmos de determinación de localización, magnitud y mecanismo focal.

Además de los sistemas ya comentados, aplicados directa o indirectamente al ferrocarril, existen estudios que han analizado la manera de proteger diferentes estructuras y edificaciones y que han establecidos criterios generales de instrumentación y protección de servicios imprescindibles para la sociedad. Dentro de estos estudios cabe mencionar los indicados por Çelebi (2000; 2003) para edificios de la administración sobre los que han de disponerse los sistemas de control y han de ser la base de cualquier sistema de control sísmico. De igual modo Inaudi et al. (1996), Maeck et al. (2001) y Thomson et al. (2001) presentaron sistemas de control sísmico algo diferentes a las redes acelerométricas ya comentadas. Maeck et al. utilizaron los registros de aceleración en un puente de hormigón en Suiza para el cálculo directo de rigideces y daños estructurales utilizando métodos de elementos finitos. Inaudi et al. propusieron la monitorización de estructuras con sensores basados en métodos de interferometría utilizando fibra óptica, a partir de la que se obtenían resoluciones de $1\mu m$ de deformación. Thomson et al. recogieron la instrumentación instalada en varios puentes de Colombia para disponer de información de alerta sísmica aplicable a la protección de los servicios de la población civil. Estos sistemas incluían equipos por valor de 1.5 millones de dólares e incluían acelerómetros, sensores de desplazamientos, inclinómetros, sensores de temperatura y esfuerzos basados en micropares electrónicos.

5.6. SISTEMA DE CONTROL SÍSMICO PARA EL FERROCARRIL ESPAÑOL

Una vez que se han presentado los sistemas de control sísmico existentes en los dos mayores ferrocarriles del mundo en cuanto a servicios de trenes de alta velocidad y a la vista del tipo de sismicidad de España en relación a las de Japón y Francia, en este apartado se plantea un sistema de control sísmico, inicialmente definido para la LAV

Madrid-Sevilla integrándose en las instalaciones de señalización de la línea. El sistema propuesto que utiliza equipos comerciales de contrastada utilidad, podría desplegarse en un plazo de unos meses y servir como base para el diseño de un sistema compacto con una funcionalidad mejorada cumpliendo con los requisitos de la normativa RAMS.

El hecho de plantear dicha instalación en la línea Madrid-Sevilla se basa, junto a los criterios ya indicados en los capítulos anteriores de los especiales requerimientos geométricos de dicha infraestructura, a que el conjunto de las instalaciones de señalización, de tecnología Alcatel, son homogéneas a lo largo de toda la línea, con lo que la solución adoptada para un punto de detección es fácilmente extensible a todos aquellos emplazamientos (estructuras, edificios, instalaciones) que se consideren.

Pese a lo que pudiera pensarse, la infraestructura de la línea y las instalaciones existentes permiten disponer de un sistema de control sísmico, con una cobertura similar a las LAV francesas y japonesas, con costes objetivamente bajos. Junto a las nuevas instalaciones necesarias para la detección del movimiento del suelo, actualmente existe una completa red de sensores de caída de objetos en todos los pasos elevados de la línea. Una adecuada gestión de la información de estos sensores junto con la aportada por los equipos sísmicos permitirá determinar de forma sencilla y rápida situaciones de alarma reales y tomar las decisiones necesarias para hacerles frente.

La Figura 5.26 muestra el esquema del sistema propuesto para un punto de detección de la LAV Madrid-Sevilla. De forma simplificada la estructura y funcionamiento del sistema es el siguiente: El equipo de detección (un acelerómetro triaxial de tecnología force-balance con un rango de medidas de 0.0001 y 2 g dotado de un contacto libre de potencial) se instala en el punto definido al efecto en función de las características dinámicas del mismo, calculadas previamente mediante el método de análisis planteado en el Capítulo 4. El nivel de disparo del equipo se ajustará en función del análisis de los efectos del paso de los trenes en dicho emplazamiento.

El equipo se conecta al sistema de alimentación general de las instalaciones de señalización y comunicaciones que dispone de tomas de 220 voltios de CA en todos los armarios de la línea (Figura 5.26). Por todos los armarios discurren los cables de señalización que relacionan todos los elementos de campo con los enclavamientos que se encuentran en los edificios técnicos. En todos los cables que se instalan siempre se prevén conductores de reserva para nuevos servicios que se requieran o bien para hacer frente a averías en los que se encuentran en servicio. Se necesitan dos hilos para relacionar el actuador conectado al acelerómetro con el enclavamiento electrónico (ENCE L90) más próximo. La señal eléctrica se conecta a una entrada vital del enclavamiento y se gestiona de forma similar a las ocupaciones de los diferentes circuitos de vía (secciones de vía donde se detecta la presencia de los trenes) o las posiciones de los diferentes desvíos de la línea. Desde dicho enclavamiento se envía a través del Módulo de Operación e Indicación (MOI) al puesto de mando de la línea situado en la estación de Madrid-Puerta de Atocha. Cada uno de los puntos de detección dispondrá de una representación en el esquema de los elementos de la línea. Una vez que se produzca el disparo de cualquiera de los detectores, la representación del mismo cambiará, dando la correspondiente indicación en el sistema videográfico del Centro de Control de Tráfico.

El disparo de una estación sísmica en el terreno produce la aparición de una indicación de alarma en el puesto de operador correspondiente al tramo de la línea controlado, con una sonería asociada, y se gestiona como un mando especial, esto es, no se anula la ventana abierta ni la sonería hasta que se confirma por parte del operador el reconocimiento de la alarma, a través de una acción sobre la representación del elemento (Figura 5.27).

El sistema incluye las siguientes funcionalidades, para los diferentes puestos de operador del Puesto de Mando de Madrid-Puerta de Atocha, siendo posible establecer otras en función de las necesidades de explotación o bien de las propuestas de la empresa responsable de las instalaciones de señalización.

- Puesto de Operador: Aceptación de alarmas. Desactivación de equipos individuales para labores de mantenimiento.
- Puesto de Mantenimiento: Desactivación del sistema. Calibración de equipos. Recuperación de registros.
- Puesto de Supervisor: Análisis de la información (Operador de Circulación + Operador de Desprendimientos + datos del I.G.N. – si dicho servicio se hubiera acordado). Toma de decisiones.

Este Procedimiento Operativo recogerá los canales de información con los responsables de Protección Civil y Seguridad en la Circulación del ADIF, así como con los organismos de las administraciones públicas responsables de la gestión del riesgo sísmico y los cuerpos de seguridad del Estado y emergencias sanitarias.

Adicionalmente a las funciones indicadas, el Sistema de Alerta Sísmica dispone de otras que mejoran las del resto de las instalaciones de la línea. La principal es la posibilidad de enviar información a través de mensajes cortos (SMS) incluso aunque los sistemas de señalización se encontrasen fuera de servicio. Esta funcionalidad puede mantenerse alrededor de 48 horas, tiempo de duración de las baterías internas del equipo. Cada uno de los equipos puede disponer de un módem GSM que permite la conexión remota con cada uno de los equipos para la recuperación de información, la configuración y la verificación de éstos.

Dentro de las funciones de mantenimiento una de gran utilidad, basada en las comunicaciones GSM antes mencionadas, es la posibilidad de modificar la configuración de los niveles de disparo en función de las alarmas que hayan sido detectadas. Así, la recuperación y análisis de los registros correspondientes a dichos disparos (incluyendo el análisis de pasos de trenes) puede indicar la necesidad de modificar los umbrales del equipo por que, por ejemplo, se realicen trabajos de mantenimiento que produzcan niveles de aceleración correspondientes al movimiento del suelo superiores a los de la calibración inicial de los equipos. Este ajuste puede realizarse desde el Puesto Central, sin necesidad de desplazarse a la vía.

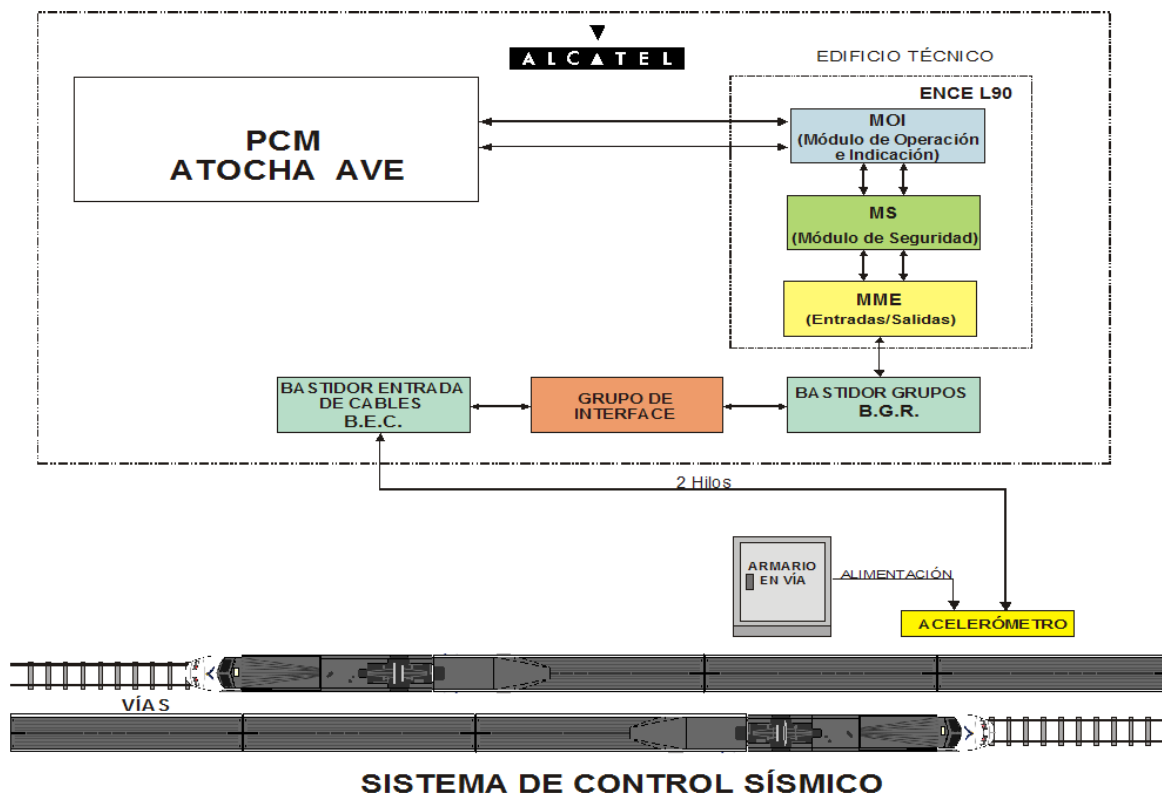


Figura 5-26. Esquema del sistema de control sísmico propuesto para la LAV Madrid-Sevilla, integrando el equipo de detección en el sistema de señalización de la línea.

Junto a la parte instrumental del sistema de control sísmico es necesario disponer de un procedimiento operativo que permita gestionar de forma eficaz las diferentes indicaciones generadas por el sistema para alcanzar dos objetivos principales: no obviar ninguna alarma real y no considerar ninguna alarma falsa.

El procedimiento completo de actuación en caso de alarma sísmica implica acciones de 3 operadores diferentes, lo que lleva a la importancia del proceso operativo de gestión de dichas alarmas. Dentro del Puesto de Mando de la LAV Madrid-Sevilla existen diferentes puestos de operador encargados de gestionar diversas herramientas, aplicaciones y sistemas para el control de la línea. Junto al operador que regula la circulación de los trenes, que es a quien se le presentan los disparos del sistema de control sísmico, hay dos puestos más cuya actuación se requiere para la adecuada gestión de las alertas: el puesto del sistema de control de desprendimientos y el puesto de control de las centrales del sistema de conducción automática (LZB), que fija las velocidades de los trenes en los distintos trayectos de la línea en función de las condiciones de circulación.

El sistema de control de desprendimientos, en la zona de riesgo de la LAV Madrid-Sevilla considerada en esta Tesis, gestiona 110 puntos de detección, entre las base de Conquista y el final de de la línea en la estación de Sevilla Santa Justa. Estos equipos pueden dividirse en dos grandes grupos, los instalados en los pasos elevados, tanto de carreteras como de caminos y pasos de ganado (85) y los dispuestos en los emboquillados de los túneles del trayecto (25). Como base de apoyo para el sistema de control sísmico se plantea la utilización de éstos últimos, ya que su función y situación es mucho más homogénea y aporta información detallada de caídas de objetos producidos por fenómenos naturales. El otro conjunto de detectores no es fácil que acuse las consecuencias de un movimiento sísmico ya que la alarma se produciría únicamente si coincidiera el paso de un vehículo con el sismo y además con la consecuencia de su caída a la vía o bien la de algún elemento del cerramiento o elementos estructurales del tablero, situación mucho menos probable que las caídas producidas en los taludes que rodean las entradas de los túneles. Por lo mencionado, dentro del Plan o Procedimiento Operativo de Alerta Sísmica (POAS) se dará mayor relevancia a las indicaciones de estos equipos, cuya cobertura entre la base de Conquista y la estación de Córdoba-Central es muy densa (23). Sin embargo entre Córdoba y Sevilla, zona de mayor riesgo sísmico de la línea, únicamente existe un túnel (Almodóvar del Río) con lo que en ese trayecto la gestión de alertas requerirá de un estudio detallado para identificar qué detectores han de disponerse como elementos principales del sistema de apoyo.

La propuesta para el POAS puede resumirse, de forma simplificada, en un esquema similar al siguiente, si bien, finalmente corresponderá al explotador final (el Administrador de Infraestructuras Ferroviarias – ADIF) definir la funcionalidad y el proceso de gestión del sistema de alerta.

- a) La detección de un sismo en tres o más estaciones contiguas, previa validación de las mismas por el operador de la banda de regulación correspondiente (Operador 1), lleva a la notificación al operador del sistema de conducción automática LZB (Operador 2) de dicha alarma. Éste último establecerá una limitación de velocidad a 150 km/h en el trayecto afectado.
- b) Idéntica detección a la del punto a), con indicaciones de averías en los sistemas de señalización, llevará automáticamente a la detención de los trenes y a la verificación de las instalaciones previamente a la restitución del servicio en la misma área.
- c) La detección de un sismo en una o dos estaciones contiguas sin ninguna otra indicación en el resto de elementos de las instalaciones de la línea, llevará a la comunicación a los trenes de la supervisión del área afectada y en función de sus indicaciones se habilitarán procedimientos adicionales de operación.
- d) La misma detección del punto c) junto con indicación de disparos del sistema de control de desprendimientos de la misma área llevará a la aplicación de las acciones del punto a).

Adicionalmente a las actuaciones indicadas, éstas pueden complementarse con otras que produzcan mejor respuesta y que se han indicado anteriormente. Una de ellas es la suscripción a los datos de alerta del I.G.N. como servicio de verificación de los disparos del Sistema de Alerta Sísmico de la LAV Madrid-Sevilla (dicho servicio es igualmente válido para cualquier otra línea, tanto de Alta Velocidad como Convencional) y puede utilizarse para establecer acciones de verificación en las líneas después de las alertas del sistema o paradas generales de los trenes tras éstas, en función de las magnitudes y aceleraciones dadas por dicho organismo para los sismos detectados.

El sistema propuesto tiene un coste estimado estimado de 25.000 € por punto de detección, lo que para conseguir una cobertura adecuada de la línea Madrid-Sevilla, previendo la instalación de un sensor cada 15-20 Km, éste se situaría entre 375.000 y 500.000 €. Como funcionalidad adicional el sistema es capaz de monitorizar de forma continua el movimiento de terreno debido a efectos naturales o al paso de los trenes o bien por otro tipo de acciones humanas asociadas a los trabajos de mantenimiento de la línea. Si simultáneamente al sistema de alerta se quiere poder disponer de la posibilidad de recuperar de forma centralizada los diferentes registros en cada uno de los puntos de detección utilizando una conexión telefónica GSM y disponiendo de un sistema de gestión de la red y análisis de los registros, el coste total de dicha instalación, nuevamente considerando unos 15 puntos de detección, se situaría en el entorno de los 590.000 €. Dicho coste, con un valor medio de unos 3.000 €/km, es perfectamente asumible aún a pesar de la baja probabilidad de ocurrencia de los riesgos considerados y de los daños esperables. Únicamente indicar que la modificación del sistema de desprendimientos a realizar en la LAV Madrid-Lérida, en servicio desde diciembre de 2003, ha sido licitada en mayo de 2005 por un importe superior a los 12 Millones de euros.

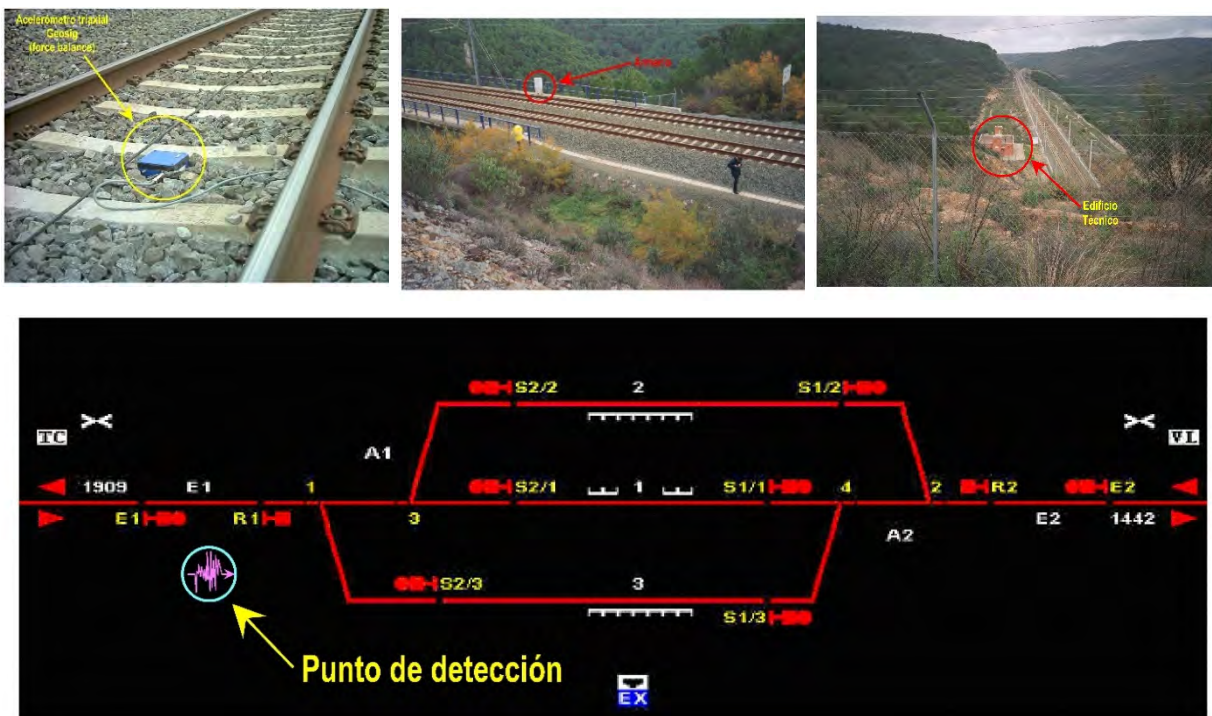


Figura 5-27. Diferentes elementos del sistema de control sísmico propuesto para la Línea de Alta Velocidad Madrid-Sevilla. Arriba: Acelerómetro triaxial Geosig utilizado en el estudio de zonación sísmica realizado en esta Tesis, propuesto como equipo de detección; situación de un armario de equipos en el viaducto de El Valle; edificio técnico en la boca norte del túnel del Valle. Abajo: Imagen videográfica de un enclavamiento conforme a la representación normalizada de ADIF (Administrador de Infraestructuras Ferroviarias) en la que se ha incluido la representación de un nuevo equipo (el sistema de control sísmico) para la indicación de dicha alarma.

5.7. CONCLUSIONES

Las principales conclusiones sobre los resultados obtenidos a partir de los registros realizados en la LAV Madrid-Sevilla pueden resumirse en las siguientes:

- La metodología presentada en el Capítulo 4, tanto para el proceso de toma de datos en campo como para el procesado y la presentación de datos y resultados se ha mostrado muy adecuada; ha permitido realizar los trabajos de campo de forma rápida y eficaz, los análisis de los registros de forma organizada y homogénea y la presentación de resultados de forma sencilla, clara y concisa.
- La validez de los datos obtenidos muestra ciertas limitaciones, derivadas principalmente del desconocimiento inicial de las acciones a registrar y de la forma de disponer los equipos en los diferentes emplazamientos. Así, se considera necesario modificar el proceso de medida de forma que el sensor pueda situarse de manera más solidaria con el elemento a monitorizar.

En el caso de plataformas sería preciso de disponer de una base sólida con apoyos regulables, procediendo al alineado del equipo, asegurando el mejor contacto posible entre el equipo con el terreno para de este modo mejorar la transmisión de la vibración de la base al equipo.

La adaptación planteada para las plataformas y suelos puede ser igualmente utilizada para las medidas en balasto y en estructuras, asegurando la ausencia de desplazamiento entre el equipo y la base por efecto del resbalamiento sobre partículas de tierra, polvo o irregularidades del apoyo.

- En cuanto a la idoneidad del equipamiento utilizado, los registros de ruido se encuentran en los límites de detección del equipo, sobre todo en emplazamientos de zonas alejadas de núcleos de actividad humana.

Los registros realizados en las cercanías de Madrid (Parla) y Córdoba (El Higerón y Villarrubia de Córdoba) muestran niveles de señal aceptables, al igual que los realizados en las zonas escarpadas correspondientes a Montoro y los situados en estructuras tales como túneles y viaductos. Sin embargo, los realizados en plataformas de zonas rurales llanas (estación de Villanueva de Córdoba) dieron valores de aceleración que se encontraban en los límites de sensibilidad del equipo, aunque dentro de los niveles de señal necesarios para que el análisis de los datos pudiera considerarse realista conforme a las especificaciones de la aplicación suministrada por el fabricante del equipo para el análisis de los registros. Este punto debe ser verificado, previamente a extender el análisis planteado a nuevos emplazamientos, realizando comparaciones entre el acelerógrafo utilizado y equipos con mayores sensibilidades, tales como sismómetros para registros de velocidades.

Considerando el extremo opuesto de las acciones registradas, el margen superior del equipo de 2.0 g. de fondo de escala ha permitido registrar todo tipo de acciones producidas por el paso de trenes y la maquinaria de vía, permitiendo incluso realizar auscultaciones y diagnósticos del comportamiento dinámico de los diferentes elementos, aún en presencia de patologías importantes (desconsolidación de la capa de balasto en Mora de Toledo).

La disposición del equipo como unidad autónoma para el registro automático de eventos dio un resultado excelente, considerándose como una utilidad muy interesante la posibilidad de disponer de niveles de disparo distintos para las tres componentes del equipo.

- En relación a los resultados obtenidos para los diversos parámetros utilizados en el análisis de los registros y siguiendo el orden establecido en el texto, pueden mencionarse como principales evidencias:

- Los niveles de aceleración registrados para los diferentes elementos aportan los primeros niveles de disparo a disponer en el sistema de control sísmico definido en esta Tesis. Inicialmente y como elemento más adecuado para la instalación de los equipos, las plataformas y suelos determinan valores de aceleración de 0.08 g. de aceleración transversal y de 0.05 g. para la vertical. Estos valores difieren ligeramente de los utilizados en los sistemas de control de los ferrocarriles japonés y francés presentados en el apartado 5.4. Así, el sistema UREDAS japonés establece niveles de 0.04 g. de aceleración horizontal mientras que la SNCF (administración ferroviaria francesa) utiliza idéntico nivel pero en la componente vertical.

Los niveles calculados para los emplazamientos de la LAV Madrid-Sevilla son coherentes con los indicados para los sistemas existentes, ya que las mediciones realizadas en dicha línea se han llevado a cabo sin adecuar los puntos de medidas. La realización de un emplazamiento (base de obra o arqueta excavada) conforme a lo utilizado en los mencionados sistemas, disminuirá la respuesta local con lo que el nivel de disparo podrá reducirse hasta niveles similares a los indicados.

Los niveles de aceleración para el resto de elementos dan indicación de esfuerzos aceptables para asegurar la integridad de éstos, sin embargo no permiten definir niveles de disparo de los equipos ya que la instalación de éstos en dichos emplazamientos implican dificultades bastantes mayores que para disponerlos en las plataformas y suelos, como ya se ha indicado.

- El análisis de las frecuencias propias indica claramente que todos los elementos estudiados tienen el primer modo de resonancia dentro del intervalo de respuesta dado por la normativa sismorresistente, y así dentro del intervalo con riesgo sísmico, y es necesario considerar el riesgo de amplificación local por el acoplamiento del movimiento del suelo y el de los elementos.

Hay que indicar que aunque todo el análisis realizado en esta Tesis ha sido hecho en el dominio de la frecuencia, los valores referidos en este punto se han transformado también a periodos para poder hacer una correlación directa con los espectros de la norma, definidos en dicho dominio.

En la Tabla 5.5 se recogen los valores de las frecuencias propias calculadas para los diferentes elementos estudiados, así como los correspondientes a los valores de los periodos.

Como ya se ha comentado, todas las frecuencias (se han representado los periodos) se encuentran en el intervalo de aceleraciones espectrales definidas por los ERE de la NCSE-02 para los emplazamientos estudiados. Así, la figura 5.28 muestra la situación de los distintos intervalos de periodos sobre el espectro definido por la normativa para para el término municipal de Montoro. Aún más, la mayor parte de los valores se encuentran situados sobre o cerca del valor máximo de aceleración, correspondiente a la rama horizontal del espectro. También es importante considerar que todos los valores obtenidos exceden de la aceleración de 0.05 g., definida anteriormente como el límite inferior de la componente vertical para el disparo de los sistemas de control, mientras que todos los elementos tienen más del 80 % del intervalo de respuesta con aceleraciones por encima del valor de 0.08 g. de aceleración definido como nivel de disparo en la componente horizontal.

Frecuencias y periodos propios de los elementos de la LAV Madrid-Sevilla			
	Ruido	Paso de trenes	Maquinaria de vía
Plataformas y Suelos	0.43-9.22 0.11-2.32	0.44-4.77 0.21-2.27	
Balasto	0.72-2.49 0.40-1.39	0.50-1.76 0.57-2.00	0.48-0.92 1.09-2.08
Viaductos	2.18-2.59 0.39-0.46		
Traviesas		1.06-1.35 0.74-0.94	
Bermas	1.44 0.69		

Tabla 5-5. Frecuencias y periodos propios calculados para los diferentes elementos de la infraestructura de la LAV Madrid-Sevilla utilizando las distintas acciones planteadas en esta Tesis. En azul se indican los intervalos de frecuencias en hercios, en aquellos elementos donde la dispersión de valores así lo justifica, mientras que los valores en rojo corresponden a los valores de los periodos en segundos.

Estas consideraciones muestran que los niveles de aceleración definidos anteriormente como niveles de disparo, permiten situar los elementos de la infraestructura en niveles de seguridad frente a la excitación provocada por el movimiento del suelo, previendo los posibles efectos de amplificación por efecto de la resonancia local.

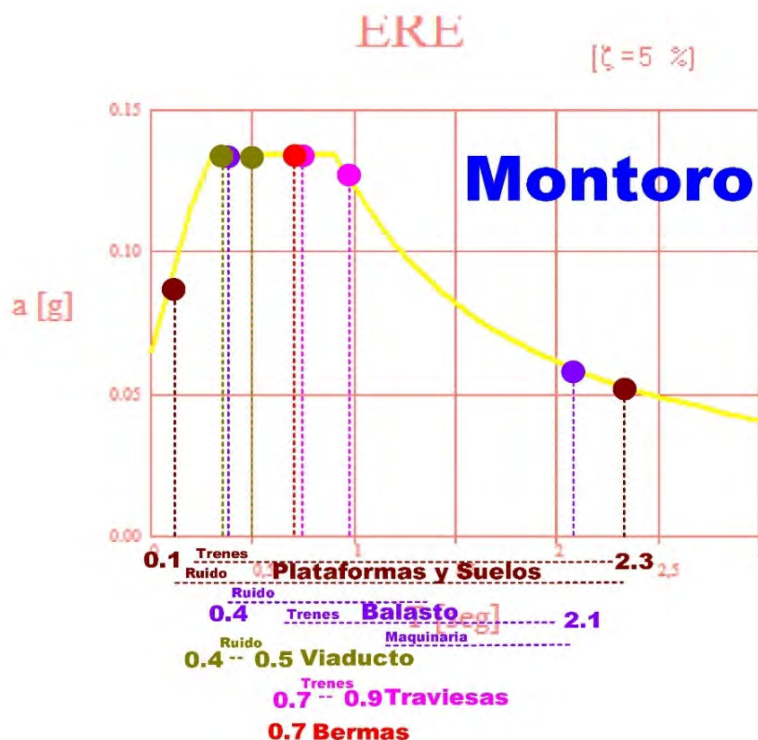


Figura 5-28. Distribución de los intervalos correspondientes a los periodos propios de los elementos de la LAV analizados, situándolos sobre el espectro de respuesta elástica de la NCSE-02 para Montoro. Se observa que casi todos los elementos sitúan parte de sus periodos propios en la meseta superior del espectro, correspondiente a la máxima aceleración espectral del emplazamiento.

- Considerando los niveles de amplificación calculados para los diferentes elementos de la infraestructura, hay que indicar que algunas de las amplificaciones obtenidas exceden de los niveles medios calculados en el apartado 5.2 como niveles de control para asegurar la integridad de los trenes en su circulación sobre ellos.

Para las plataformas y suelos analizados en esta Tesis, los valores obtenidos de 17.1 y 10.1 exceden ligeramente los valores calculados de los límites de amplificación para las máximas aceleraciones espectrales en los emplazamientos de Montoro y Córdoba. Considerando las plataformas, el valor de 17.1, correspondiente al emplazamiento de Villarrubia de Córdoba (Mapa 92313 y Plano 487 del Anexo III), excede en un 13% el máximo valor calculado para la máxima aceleración de la norma. Sin embargo, el valor obtenido para los suelos de las zapatas se sitúa por debajo del correspondiente calculado para el mismo emplazamiento de Córdoba ($10.1 < 12.8$), siendo dicha diferencia del 26.7%. Cuando se consideran las amplificaciones calculadas a partir de registros de ruido, éstas se sitúan en valores de alrededor de 2.0, valor muy inferior al límite aunque obtenido a partir de acciones dinámicas de niveles mucho menores a los esperables para los terremotos. Ya se ha indicado que al no poder considerarse la respuesta de las plataformas como lineal y elástica, el aumento de esfuerzo produce un reblandecimiento del material y por tanto el nivel de amplificación aumenta conforme aumenta la acción externa.

Las amplificaciones calculadas para la capa de balasto no son directamente utilizables para determinar índices de vulnerabilidad de emplazamientos, ya que las propias acciones del paso de trenes hacen que la instalación de los equipos de registro no sea muy útil en dicha capa. Sin embargo, con el fin de conocer las características dinámicas del balasto sí es interesante considerar los factores de amplificación obtenidos. De este modo este elemento muestra un comportamiento igualmente no-lineal con niveles de amplificación, para la razón FATE, que van de 2.8 para los registros de ruido, a 18.7 para los de paso de trenes y 23.2 para las acciones de la maquinaria de vía. Estos valores corresponden a niveles de aceleración promedio de 0.00020, 0.00280 y 0.19642 g. respectivamente para las amplificaciones antes indicadas.

Los valores de la Tabla 5.6 muestran como el comportamiento del balasto depende fuertemente de los niveles de aceleración, produciéndose una disminución del aumento del factor de amplificación conforme aumenta la aceleración. Así el aumento de 14 veces en la aceleración, entre los registros de ruido y paso de trenes, producen un aumento de algo menos de 7 veces en la amplificación, mientras que cuando la aceleración vuelve a aumentar más de 70 veces, por efecto de las acciones de la maquinaria de vía, la amplificación ya sólo aumenta poco poco más de 1.2 veces. Puede considerarse que dicho factor de amplificación puede saturarse y tender a un valor máximo, por encima del cual el balasto se comporte como un elemento rígido.

Relación entre aceleración y amplificación en la Capa de Balasto		
Acción	Aceleración media (g)	Nivel de Amplificación
Ruido	0.00020	2.8
Paso de Tren	0.00280	18.7
Maquinaria de vía	0.19642	23.2

Tabla 5-6. Relación entre aceleración y factores de amplificación de la capa de balasto calculada a partir de la razón espectral FATE, correspondiendo la aceleración a la componente horizontal neta y el nivel de amplificación a la dirección transversal a la vía.

Para la comprobación de tal hipótesis se requerirán nuevas medidas en condiciones controladas y para ellas pueden considerarse los registros de las acciones de maquinaria de vía como el método disponible más fiable y económico.

Los factores de amplificación calculados para el viaducto de Martindientes muestran un excelente ajuste entre los de las medidas hechas en el tablero y los de las zapatas para los registros de ruido (Ver figura 5.23). Por otro lado, el valor para todas las pilas muestra una clara tendencia y es posible estimar un factor promedio de 3.5 para el conjunto de la estructura. Este ajuste (a excepción de los valores correspondientes a una de las pilas) indica que la tipología del viaducto (hiperestático) condiciona la respuesta del mismo, haciendo que el tablero se comporte de forma homogénea respecto a la vibración, como si de una plataforma suspendida, continua y rígida se tratase. Igualmente hay que indicar que dicha respuesta se observa en los registros de las zapatas de las pilas, lo que muestra que ésta se encuentra principalmente condicionada por la influencia de la estructura.

Una cuestión importante para comprender el comportamiento de las estructuras y poder considerar los resultados aquí obtenidos como aceptables, es realizar medidas de paso de trenes en todas las pilas y zapatas de los viaductos, con el fin de verificar si para valores mayores de aceleración se observa un comportamiento similar al indicado.

- Los siguientes parámetros analizados han sido los factores de contribución de ondas superficiales. Estos parámetros, junto con la razón espectral FATE son las principales contribuciones de esta Tesis en el análisis teórico del efecto local considerando tanto la geometría como la composición de la mayor parte de las infraestructuras ferroviarias. De los 472 km de la LAV Madrid-Sevilla, algo más de 450 corresponden a plataformas y terraplenes, lo que constituye más del 95% del total de la línea, mostrando el amplio campo de aplicación del análisis que se ha presentado para caracterizar el contenido de ondas de los registros.

Ya se ha comentado la marcada direccionalidad que muestran las infraestructuras ferroviarias, lo que ha permitido determinar dos direcciones “resistentes” (vertical y longitudinal) y una tercera más “vulnerable” (la transversal a la vía), con características mecánicas tanto estáticas como dinámicas muy diferentes. Por ello, para el análisis del riesgo del ferrocarril se ha definido una nueva razón espectral, FATE, derivada de la razón de Nakamura que cuantifica la amplificación en la mencionada dirección transversal a la vía. También en el Capítulo 3 se han presentado las principales cuestiones pendientes respecto a la aplicabilidad del método de Nakamura en el cálculo de la respuesta local utilizando tanto registros de microtemores como de movimientos sísmicos, siendo una de ellas la composición de ondas que componen los microtemores y por tanto a qué

tipo de ondas corresponde el factor de amplificación obtenido. Nakamura intentó en su trabajo de 1996 delimitar las amplificaciones correspondientes a las ondas internas de las Rayleigh, definiendo el factor de contribución de dichas ondas. Hizo consideraciones generales acerca de dicho factor y propuso casos en que la estimación de dicho factor podía desprejiciarse en el cálculo de la función de transferencia del medio. En dichos casos la razón espectral H/V producía la anulación de dicha contribución por ser la misma en ambas componentes. Dicho razonamiento utilizaba la hipótesis implícita de que la dirección de la componente horizontal era coincidente con la trayectoria de la vibración, con lo que en el plano vertical situado sobre dicha dirección debían prevalecer vibraciones con ondas Rayleigh y polarización circular (mismas componentes horizontal y vertical en dicho plano).

Esta idea aplicada a la geometría de la plataforma ferroviaria y la propia vía y considerando los estudios teóricos que se han presentado para la generación de ondas por efecto de la circulación de trenes de alta velocidad (Krylov et al., 2000), ha permitido estimar un factor de contribución de ondas superficiales analizando la polarización del vector de la aceleración de la partícula. De este modo, el ángulo formado en cada instante entre las componentes longitudinal y vertical pueden aportar información sobre el contenido de ondas Rayleigh (de la relación entre ambas componentes, no del contenido absoluto), mientras que el formado entre ambas componentes horizontales lo hará de las ondas Love (con idénticas consideraciones).

Así, aplicando la formulación presentada en esta Tesis, seguramente sea aventurada la denominación de factores de contribución de ondas superficiales. Sin embargo se ha utilizado para ser coherente con el trabajo de Nakamura, base de la extensión realizada y habrán de realizarse estudios adicionales para verificar si tal comportamiento se debe a la contribución de ondas superficiales o bien a otro tipo de distribución de ondas internas en la vibración.

Los factores definidos se han aplicado al análisis de los registros y sus resultados se han utilizado como datos de origen para obtener los factores de amplificación correspondientes a las ondas internas. Además del factor de ondas Rayleigh se ha utilizado otro correspondiente a las Love, el factor β , introducido por Rodríguez y Herráiz (2003). Para éste se han utilizado idénticas premisas y condiciones que las indicadas para α .

Con ambos factores y el de amplificación de Nakamura (QTS), que en principio depende de los primeros, es posible calcular el factor de amplificación de ondas internas, al menos para la frecuencia principal calculada a partir del QTS.

Los valores de α y β se calculan en el dominio del tiempo y por tanto son válidos para cualquiera de las razones espectrales utilizadas en esta Tesis. Sin embargo, con el fin de ser coherente con el trabajo de inicial de Nakamura, únicamente se presentan los valores obtenidos a partir del QTS.

En el Capítulo 4 se ha presentado una justificación experimental que avala la hipótesis de estabilidad de ambos factores, analizando los espectros de dichas razones. El comportamiento de estos espectros se muestra estable para todo el rango de frecuencias consideradas (0-100 Hz.) y por ello el promedio calculado en el dominio del tiempo es asumible como válido para la frecuencia propia obtenida a partir de las razones espectrales H/V.

La aplicación del análisis indicado a las plataformas muestra que para los registros de ruido el factor β es igual a la unidad, lo que indica que la vibración en el plano longitudinal a la vía tiene una polarización circular. Considerando el plano horizontal existe una prevalencia del movimiento transversal, hecho que se corresponde con la idea intuitiva inicial en la que

a priori se basaba buena parte del análisis de esta Tesis. Dicha desviación sitúa el reparto de energía en el 60-40% (para las componentes T-L). El análisis de los registros de paso de trenes muestra un aumento del factor (aumento de la componente vertical) conforme a lo esperado teóricamente, de tal modo que la distribución de la energía corresponde a 58-42%, produciendo una muy ligera disminución de . La figura 5.29 ilustra el comportamiento para las plataformas y la capa de balasto, indicando la forma de la polarización para las distintas acciones y tipos de ondas analizados.

Los resultados indican que si bien el comportamiento de la plataforma se ve modificado por el paso de trenes para el factor , no ocurre así para el factor . Esto puede deberse a que como ya se ha presentado en el Capítulo 1, la mayor parte de la vibración inducida por los trenes es realmente ondas Rayleigh casi puras. La variación en el factor de ondas Love, de únicamente el 0.8% en contenido de energía, puede deberse a conversión de ondas en la interface entre el balasto y la plataforma, como corresponde a la formulación teórica de la formación de ondas Love en el modelo de una capa sobre un semiespacio (Aki y Richards, 1980), respondiendo su bajo valor al gran efecto amortiguador que la capa de balasto produce en la vibración de la vía. Este fenómeno debe ser analizado con más detalle realizando medidas en la plataforma, utilizando la maquinaria de vía que produce como se verá seguidamente en el análisis del balasto vibraciones transversales principalmente, y aplicando análisis específicos para el estudio de ondas superficiales.

El análisis de la capa de balasto con registros de ruido muestra una distribución de la vibración que difiere significativamente de los obtenidos para las plataformas. De hecho puede considerarse que son directamente inversos. El factor es muy próximo a la unidad, lo que indica una polarización circular en el plano horizontal, mientras que para el factor se observa una polarización elíptica con predominio de la componente longitudinal, con un reparto de energía del 39-61% en las componentes vertical y longitudinal, respectivamente.

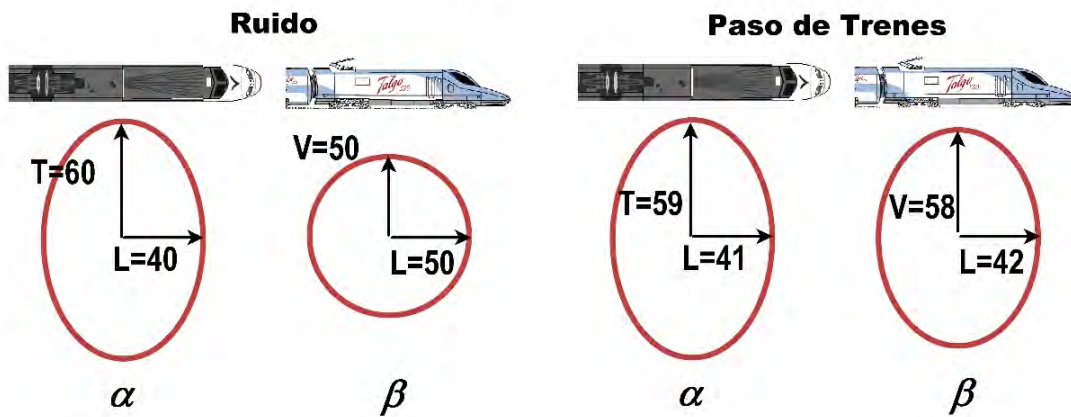
Estos resultados muestran que la mayor parte de la vibración que se encuentra en la capa de balasto proviene de la que viaja a través de la vía y que procede de múltiples fuentes de los diferentes elementos de la infraestructura del ferrocarril (trenes, tensiones térmicas, oscilaciones de estructuras, etc.). Este tipo de vibraciones se transmiten a largas distancias a través de los carriles, debido a que estos están formados por barra larga soldada, pudiéndose considerar que la vibración medida en la plataforma proviene de la parte transferida por la capa de balasto (para registros de ruido). De este modo, se obtiene que la transferencia neta de la capa de balasto a la plataforma corresponde al 50% en la componente horizontal y al 57% en la vertical, produciéndose un cambio de fase de la oscilación de 90° respecto a la dirección vertical y otros 90° respecto a la longitudinal. Estos resultados plantean la posibilidad de estudiar el comportamiento dinámico de la capa de balasto analizando las variaciones de la distribución de la vibración en su interior con el fin de determinar su respuesta frente a las acciones sísmicas.

El paso de trenes produce en la capa de balasto una modificación de la distribución de la vibración de modo que el factor crece hasta situarse en valores cercanos a la unidad, produciendo una polarización casi circular con un reparto de energía del 49-51% para las componentes vertical y longitudinal, respectivamente, mientras que el factor varía hasta llegar a una polarización elíptica con componentes del 58-42% de la energía para las componentes transversal y longitudinal, respectivamente. Este

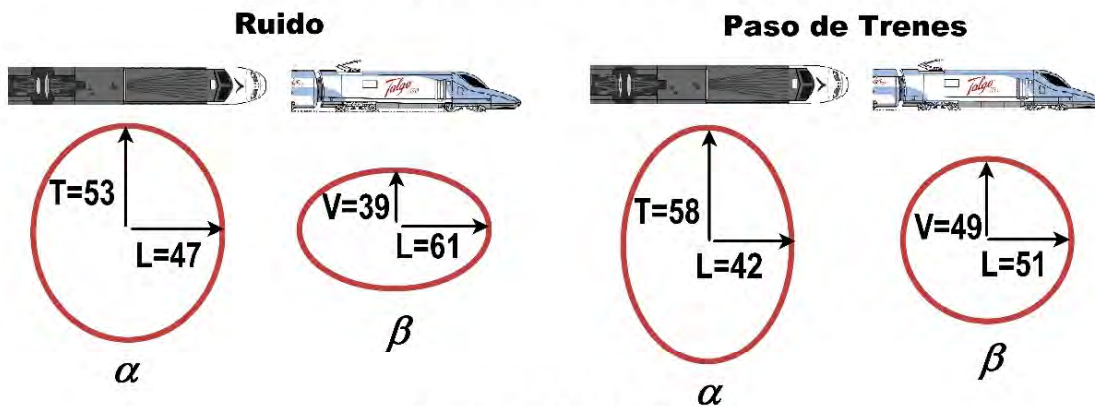
fenómeno determina una modificación del reparto de la vibración que explica la desconsolidación que se produce en la capa de balasto por efecto del paso de los trenes.

Cuando se consideran las acciones de la maquinaria de vía, se observa que el factor β no varía apreciablemente mientras que el factor α lo hace ligeramente en su componente longitudinal. Esto muestra que la mayor parte de la vibración producida por dicha maquinaria son ondas horizontales y planas sin componente vertical apreciable, que producen la compactación de la capa de balasto bajo las traviesas mediante la vibración longitudinal de los bates.

Plataformas



Capa de Balasto



Maquinaria de Vía

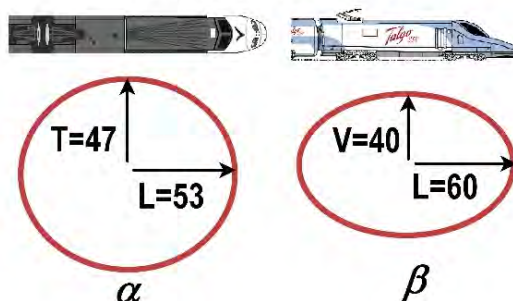


Figura 5-29. Polarizaciones y reparto de energía de las ondas en la plataforma y la capa de balasto por efecto de las diferentes acciones consideradas para cada una de ellas. Los factores α y β corresponden a las contribuciones de ondas Love y Rayleigh definidas en la Tesis.

- El resto de los parámetros calculados en este trabajo (índice de vulnerabilidad, contribución de ondas internas y estimación de deformaciones de suelos) son únicamente aplicables a las capas de suelo y plataformas, conforme a la formulación de Nakamura, y quizá pudieren ser aplicables a la capa de balasto, pero éste es un punto que habrá de considerarse en posteriores trabajos. Por otro lado, para el caso de estructuras existe un índice de vulnerabilidad también planteado por Nakamura inicialmente en su trabajo de 1996, que se comenta brevemente en los apartados siguientes.
- El índice de vulnerabilidad de suelos cuantifica por un lado la amplificación local obtenida a partir de las razones espectrales y por otro la frecuencia (el tramo del espectro) a la que se produce tal amplificación. Es bien conocido que los movimientos sísmicos, principalmente para las estructuras y edificios, son más destructivos conforme disminuye la frecuencia y por tanto se produce un aumento del periodo. Esto se debe a que periodos mayores permiten movilizar masas inerciales mayores y por tanto se produce un aumento de la vulnerabilidad de grandes estructuras.

Este índice homogeneiza los resultados correspondientes a los factores de amplificación y las frecuencias propias habitualmente utilizados para la microzonación sísmica (Roca et al., 1999), en una nueva escala que pondera de acuerdo a la formulación de Nakamura los efectos independientes de ambos factores (f y A). Esto hace que emplazamientos con idénticos factores de amplificación, muestren diferentes vulnerabilidades en función de la frecuencia a que se obtiene tal amplificación. Igualmente, dos emplazamientos con idéntica frecuencia propia de resonancia, tendrán distinta vulnerabilidad en función de los diferentes factores de amplificación de los mismos.

Los valores de K obtenidos para la plataforma varían entre 9.6 para los registros de ruido y 537.2 para el paso de trenes, utilizando la función QTS de Nakamura, y entre 2.5 y 162.3 para el FATE, para las mismas acciones. Esto significa que entre las razones del QTS y el FATE los índices están afectados de factores de 3.8 y 3.3 para los registros de ruido y paso de trenes y para cada una de las razones espectrales por valores de 56.0 y 64.9 entre los registros de ruido y paso de trenes, respectivamente. Estos valores se ajustan de forma excelente a las razones entre las aceleraciones promedio para ambas acciones, correspondiendo para el QTS la razón de aceleraciones a 59.0 frente al anteriormente indicado de 56.0 para el índice de vulnerabilidad K .

- El siguiente parámetro calculado ha sido el factor de contribución de ondas internas A_i (ecuación 4.2), que ha mostrado valores promedio de 4.0 y 40.1 para las acciones de ruido y paso de trenes en plataformas y suelos. Estos valores únicamente pueden considerarse como valores iniciales derivados del factor QTS y de los factores de contribución de ondas superficiales anteriormente calculados. Sin embargo dichos valores son coherentes con la dependencia encontrada para otros factores en función de los niveles de aceleración de las acciones consideradas.
- Igualmente, se han calculado valores de deformación de suelos aplicando (3.63), que al igual de lo indicado para el factor A_i , únicamente han de considerarse como valores de referencia ya que los valores de velocidades de ondas de cizalla en el substrato de la plataforma se han elegido de forma teórica, siendo necesario disponer de valores reales en los emplazamientos analizados para estimar de forma realista los valores de deformación esperables. Valores límites, tanto inferiores como superiores para los parámetros calculados en esta tesis, indican que para aceleraciones

sísmicas del orden de 0.136-0.164 g. las deformaciones se sitúan entre décimas de milímetro y una veintena de centímetros para velocidades de ondas de cizalla de 250 y 40 m/s, respectivamente.

- Finalmente, tras realizar un repaso a los orígenes y bases de los sistemas de control sísmico, considerando las diferencias entre las redes sismológicas convencionales y las específicas de los servicios del ferrocarril, se han analizado las instaladas en las LAV de Japón y en la Marsella-Valence de la SNCF francesa y se ha planteado un sistema instalable en la LAV Madrid-Sevilla, integrándola directamente en los sistemas de señalización ferroviaria existente en ésta. Se han definido los equipos de registro a instalar, similares al utilizado en la campaña de registro de esta Tesis y a los que componen la red acelerográfica del IGN, los niveles de disparo en las componentes horizontales y verticales (0.08 y 0.05 g.) así como las modificaciones a realizar en las instalaciones de seguridad y su representación en el Puesto de Mando de Madrid-Puerta de Atocha. Además se ha definido la funcionalidad del sistema junto con un procedimiento operativo para la gestión de las alertas, así como el sistema auxiliar de recopilación de registros y análisis de los datos. Por último se ha incluido una propuesta para el despliegue del sistema, considerando la instalación de 7 acelerómetros en los aproximadamente 100 km existentes entre el límite de la provincia de Córdoba y el término municipal de Almodóvar del Río, último emplazamiento analizado. Se han considerado los puntos de instalación de los equipos, situándolos en emplazamientos en los que es posible simultanear la cercanía a puntos singulares, donde son esperables mayores vulnerabilidades (emboquillados de túneles, cuñas de transición en viaductos, zonas de desvíos en estaciones y pasos elevados e inferiores) y a edificios técnicos, para facilitar la conexión con los sistemas de alimentación y de comunicaciones del resto de instalaciones de la línea. La tabla 5.4 recoge la situación de dichos equipos y ésta puede verse en los mapas incluidos en el Anexo III. Junto a los 7 equipos dispuestos en el trayecto indicado se proponen 5 más para cubrir los poco menos de 120 km que restan hasta Sevilla. Así el trayecto de los 207 km del área de riesgo dispondría de un total de 12 equipos, con una cobertura media de 17.2 km, muy similar a las utilizadas en las LAV japonesas y francesa la cual es de 20 km. Este sistema permitiría disponer de un sistema con prestaciones similares al sistema del TGV Mediterráneo, aunque lógicamente mucho más sencillo y simple que el sistema japonés, como correspondería a los menores niveles de riesgo existentes en el ferrocarril español respecto al de Japón.
- Junto con la definición técnica y funcional del sistema se presenta una estimación económica de éste con un coste total de 0.6 Millones de € y con un plazo de instalación de unos pocos meses tras el suministro de los equipos. Esta cantidad significa un coste medio de menos de 3.000 €/km, coste realmente bajo para la inversión que ha de realizarse para disponer de este tipo de infraestructuras, que se sitúa en torno a los 6-10 Millones €/km. Como se puede comprobar, el sobrecoste del sistema respecto al coste total de la infraestructura e instalaciones de la línea no alcanza el 0.05 %, lo que realmente es una cantidad que puede considerarse aceptable, aún considerando la baja probabilidad de la ocurrencia del riesgo a controlar.
- Como dato final indicar que los sistemas auxiliares de las LAV Lleida-Barcelona y Córdoba-Málaga (ambas afectadas de riesgo sísmico, según se muestra en la figura 2.1), similares a los instalados en el SSV (Sistema de Supervisión y Vigilancia) de la LAV Madrid-Lleida (Renfe, 2004), integrará diferentes sistemas de detección - caída de objetos, cajas calientes, baja adherencia, comportamiento dinámico del pantógrafo, impacto vertical, incendio en túneles, flujo de aire, objetos arrastrados y viento lateral, entre otros - con un coste de 28.2 y 26.6 Millones de €. Esta cantidad corresponde a unos 150.000-170.000 €/km, con lo que la inclusión del sistema de control aquí propuesto únicamente supondría un aumento del 2% del coste de dichos sistemas.

6. CONCLUSIONES

6.1. INTRODUCCIÓN

En cada uno de los capítulos de esta Tesis se han ido comentando las diferentes conclusiones de los contenidos teóricos y prácticos expuestos en ellos. Así, en estas conclusiones generales no van a repetirse las recogidas en cada capítulo, sino exclusivamente aquellas que son relevantes para la justificación científica de este trabajo y que permita entender, dentro del amplio contexto en que se ha planteado, las bases teóricas y los desarrollos teóricos y experimentales realizados en él. Se pretende por tanto presentar la formulación general del método planteado en la Tesis, enmarcándola en las múltiples metodologías existentes en el análisis de los efectos locales, indicando las principales líneas de investigación en las que se basa y aquellas otras que se abren al amparo de los resultados aquí presentados.

Junto a las conclusiones directas se plantean varias aplicaciones prácticas del método de evaluación presentado en esta Tesis, para el estudio de las infraestructuras ferroviarias, caracterizando dinámicamente los diferentes elementos de la vía y las estructuras con el fin de disponer de información inicial respecto a la que referir la respuesta sísmica esperable en los emplazamientos analizados.

Por último, se indican algunas de las futuras líneas de investigación que pueden derivarse de este trabajo y que podrán aportar información del comportamiento de la vía principalmente y del balasto en particular, y sobre las que habrán de basarse los estudios enfocados a ampliar el conocimiento de las cuestiones que han quedado sin una completa definición/justificación teórica y/o experimental.

6.2. CONCLUSIONES

6.2.1. El ferrocarril y los movimientos sísmicos

En el Capítulo 1 se ha presentado la estructura y configuración básica de la Línea de Alta Velocidad Madrid-Sevilla, introduciendo los diferentes elementos que la integran. Se ha hecho un repaso de los diferentes componentes de la infraestructura y superestructura de la vía y se han presentado unas bases teóricas y consideraciones prácticas aplicables a las definiciones de los trazados, las soluciones constructivas, los parámetros geométricos y las acciones esperables sobre los diferentes elementos aplicables para establecer el servicio y la explotación normal de una LAV.

Junto a esta información se ha analizado tres fenómenos principales producidos por los movimientos sísmicos que podrían afectar a la integridad de la infraestructura y los trenes. Este análisis ha aportado unos niveles de aceleración transversal sobre la vía a partir de los cuales la estabilidad y seguridad del servicio ferroviaria puede verse afectado. Para aceleraciones de 0.3 g. puede considerarse que los trenes pueden perder contacto con los carriles en caso de incidencia transversal del movimiento respecto a la vía. Valores de 0.4 g. pueden producir el vuelco completo del tren. Estos valores pueden producirse por la acción directa del movimiento sísmico sobre la vía o por efecto de la aceleración centrífuga en el recorrido de secciones deformadas de vía a elevadas velocidades. También pueden alcanzarse por el efecto combinado de la oscilación e inclinación de las pilas de los viaductos producidas por el fenómeno de la interacción entre las zapatas y el suelo que las soportan.

De los diferentes elementos analizados la capa de balasto es la que se ha presentado como más compleja a la hora de caracterizar y modelizar teóricamente. Actualmente no existe un modelo teórico que permita definir de forma completa la naturaleza y comportamiento de este agregado mineral, lo que ha llevado a la creación de un grupo

de investigación en la Unión Europea de forma que pueda avanzarse en su estudio y conocimiento. Aún así, la experiencia acumulada a lo largo de la historia ferroviaria muestra que es la forma más barata y rápida de disponer de bases adecuadas para el tendido de la vía aún para la circulación de trenes de alta velocidad (para velocidades superiores a 500 km/h en ensayos en el TGV francés y por encima de los 360 km/h en el AVE español).

El resultado de toda la formulación teórica presentada y analizada en el Capítulo 1 lleva a considerar que sin un mejor conocimiento del comportamiento de la capa de balasto no es posible prever el comportamiento sísmico de la vía y por tanto de los trenes.

Este resultado se ha obtenido considerando diversas fuentes de información: 1) análisis teóricos realizados a partir de modelos simples de las acciones antes planteadas; 2) modelos de elementos finitos definidos para la geometría de los elementos de la LAV Madrid-Sevilla; 3) revisión de los informes de daños en las líneas de ferrocarriles en diversas partes de mundo como consecuencia de terremotos, analizando información general de daños e informes específicos de los servicios ferroviarias y finalmente 4) el estudio de un buen número de imágenes correspondientes a daños ocurridos en el ferrocarril en los últimos 120 años por terremotos, en los que se han identificado los tres tipos de daños esperables planteados en esta Tesis, correspondientes a sismos grandes y muy grandes, con magnitudes entre 6.6 y 9.2 y un amplio rango de distancias epicentrales.

De todos estos daños, los únicos correspondientes a líneas de alta velocidad se han producido en el ferrocarril japonés, en los sismos de Kobe de 1995 y de Niigata de 2004.

Terremotos de magnitudes como los indicados no parecen muy probables en la Península Ibérica. Sin embargo, se ha mostrado que los límites de deformación aceptables en las LAV españolas, del orden de unos pocos milímetros para algunos de sus elementos, pueden ser producidos por los sismos de cálculo establecidos en la normativa sismorresistente en vigor y más aún, por las máximas aceleraciones sísmicas calculadas en estudios regionales de riesgo sísmicos realizadas para la Península y el área Mediterráneo-Magrebí. El análisis de riesgo realizado para conocer la probabilidad de muerte de los viajeros de los trenes de la LAV Madrid-Sevilla indica que si bien el riesgo individual de los viajeros y el de los trenes completos se encuentra por debajo de los indicados en el método MEM de mínima mortalidad endógena (planteado como método de aplicación en la normativa de seguridad de las instalaciones de seguridad del ferrocarril – normas RAMS), el correspondiente al servicio completo de todos los trenes AVE excede los límites aceptables y por tanto sería necesario disponer de sistema que permitieran limitarlo.

6.2.2. Acciones sísmicas

Las Administraciones Públicas de los países con riesgo sísmico establecen normas de referencia, de obligado cumplimiento, en las que se recogen principios de diseño y construcción que han de permitir asegurar la integridad de los edificios y otras construcciones frente a las acciones sísmicas.

En España se encuentra en vigor la NCSE-02, evolución de las anteriores normas NCSE-94 y PDS-1, conforme a las que se han diseñado y construido las LAV Madrid-Lleida y Madrid-Sevilla, respectivamente. Además de las normas específicas de cada país, en la UE existe el programa Eurocódigos, normativa armonizada europea que será la futura normativa sismorresistente en España y en el resto de países de la UE, actualmente de carácter experimental y en periodo de aceptación.

La normativa sismorresistente se encuentra en continua evolución debido principalmente a los daños ocurridos sobre estructuras construidas con normativa que ha mostrado sus limitaciones y/o deficiencias. Así, desde el año 1994 y en los últimos 10 años, una serie de terremotos destructivos han forzado a la revisión de las normas antisísmicas de buena parte de los países que han sufrido dichos sismos. Los

terremotos de Northridge (1994), Kobe (1995) e Izmit y Chi-Chi (1999), principalmente, junto con otro buen número de sismos algo menos destructivos, han forzado la modificación de la normativa sismorresistente de varios países. En España esta modificación se produjo principalmente por un notable número de sismos que a mediados de los años 90 se produjeron en la zona sureste de Galicia. Además, otros sismos ocurridos en diferentes zonas de la Península han mostrado mayores aceleraciones que las esperables (Montilla, Becerreá, Mula, Lorca) y en algunos casos daños desproporcionados para los niveles de aceleración sísmica registrada (Mula 1999 y 2005).

Por estos motivos se han tenido en cuenta los resultados de estudios actuales de riesgo sísmico que aportan información de aceleraciones sísmicas en el área de la LAV Madrid-Sevilla, cuyos valores, con contrastada solvencia científica, proporcionan evidencias de mayores aceleraciones sísmicas que las de la Norma. La legislación de Protección Civil en vigor reconoce las posibles limitaciones de la normativa sismorresistente y recoge la necesidad de realizar estudios detallados de riesgo sísmicos en aquellas zonas en las que puedan preverse aceleraciones sísmicas mayores de las de la Norma. En este caso habrán de identificarse emplazamientos, estructuras y servicios cuya vulnerabilidad pueda afectar a la población civil: uno de dichos servicios es el ferrocarril.

EL ferrocarril francés, con aceleraciones sísmicas previstas menores que las españolas, dispone en su línea Marsella-Valence de un sistema de control sísmico, en previsión de terremotos que pueden afectar a los servicios de sus líneas de TGV. A pesar de la baja probabilidad de acciones sísmicas que puedan comprometer la seguridad de los trenes AVE, las consecuencias que tendría tal afectación justifican sobradamente la adopción de medidas que permitan eliminarlas o al menos minimizarlas.

6.2.3. Efectos locales en la respuesta sísmica

La extensión de este capítulo, en el que se ha pretendido hacer una revisión de los métodos de evaluación de los efectos locales de la respuesta sísmica, es preciso justificarla a partir del hecho de que se ha querido mostrar que la formulación utilizada como base para elaborar el método de análisis del comportamiento sísmico de los elementos de las LAV del ferrocarril español, era tan válido como otros que se aplican de forma generalizada y sobre los que no se plantean dudas generalizadas acerca de su utilidad.

Así, se han querido mostrar con detalle las bases teóricas de dichos métodos y las limitaciones inherentes a los mismos, con el fin de compararlas con las planteadas para las razones H/V de microtemores y registros de otras acciones dinámicas. Igualmente se ha querido presentar que buena parte de las limitaciones indicadas sobre el método de Nakamura para la determinación de la frecuencia propia y el factor de amplificación de capas de suelo, provienen de la inadecuada aplicación de éste, al no considerar las restricciones mencionadas por el autor en sus diferentes formulaciones. Por ello se ha desarrollado el método de forma detallada y completa, en las dos principales formulaciones presentadas por Nakamura (1989, 1996), indicando en cada caso las consideraciones particulares de aplicación por él establecidas.

Se ha realizado una revisión de los principales métodos utilizados para la estimación de la amplificación local, haciendo un repaso de sus bases teóricas y analizando sus imitaciones. Así, se han recogido los métodos de las razones espectrales clásicas (SSR), de la inversión generalizada de razones espectrales (GIT), de la inversión parametrizada y de métodos basados en ondas de Coda.

A continuación y tras la exposición detallada de la formulación de Nakamura en sus planteamientos de 1989 y 1996, ya presentadas por Rodríguez y Herraiz (2003), se han analizado los últimos estudios teóricos que han intentado representar los microtemores y sus razones espectrales. Así se han estudiado modelos que planteaban la composición de los microtemores por ondas superficiales y otros que planteaban su

base como ondas internas. Los últimos resultados indican que los valores de la frecuencia propia y del factor de amplificación obtenidos a partir de las razones espectrales de microtemores dependen de más de un tipo de ondas: una de ellas condiciona la frecuencia de resonancia, mientras que otra contribuye al factor de amplificación.

Pese a todo lo mencionado el método de Nakamura o de la razón H/V se presenta como el más barato, útil y sencillo de aplicar para realizar una estimación de las características dinámicas de los emplazamientos principalmente por:

- Precisa de un único equipo de registro.
- Las medidas se realizan en la superficie.
- Puede realizarse aún en presencia de ruido ambiente importante.

Sin embargo aún hoy muestra limitaciones que no están totalmente resueltas ni justificadas teóricamente, siendo sus principales características:

- Calcula bien la frecuencia principal de resonancia de los emplazamientos aunque subestima el nivel de amplificación de éstos.
- Aporta información del modo fundamental y a veces también de los siguientes, dependiendo principalmente del tipo de ondas que se considere componen los microtemores.

Como apartado final de este Capítulo se hace un repaso de algunos trabajos publicados en los últimos años que han aplicado el método de Nakamura en algunas de sus variantes (microtemores, movimiento débil, movimiento fuerte, etc.) con resultados diversos. Sin embargo, la mayoría de ellos concluyen en la aplicabilidad del método, si bien con consideraciones sobre algunas limitaciones como las indicadas anteriormente. De igual modo mencionan la necesidad de seguir trabajando en las bases teóricas del método, apuntando principalmente al análisis de la composición de los microtemores y las relaciones entre las frecuencias propias y factores de amplificación de los diferentes tipos de ondas (P, S, Rayleigh y Love).

Estas evidencias han determinado la adopción de dicho método como base para establecer un método de evaluación sísmica de las infraestructuras ferroviarias aplicable al ferrocarril español.

6.2.4. Evaluación de la vulnerabilidad de las Líneas de Alta Velocidad (LAV)

En el capítulo 4 se ha presentado el método de evaluación de la vulnerabilidad de la LAV Madrid-Sevilla, que incluye varios módulos necesarios para la adecuada realización de los trabajos de campo y de gabinete, con el fin de disponer de valores iniciales de los parámetros dinámicos que permitan conocer el comportamiento de las infraestructuras frente a un movimiento sísmico. Este método ha incluido los siguientes módulos:

- Validación del equipamiento elegido
- Trabajos de campo
- Procesado de los registros
- Cálculo de índices
- Representación de resultados

La información detallada de todos los registros con indicación de las características del punto de medida, formas de ondas, espectros, razones espectrales y otros valores que se han considerado como los más importantes para el cálculo de los índices que caracterizan los emplazamientos, puede consultarse en el Anexo I, donde se recogen los 170 registros analizados en esta Tesis.

A partir del desarrollo del método de Nakamura en su formulación de 1996, se ha definido el método de análisis de los registros realizados en la LAV Madrid-Sevilla con el objetivo de obtener valores iniciales de una serie de parámetros dinámicos de sus elementos. Éstos servirán de base para establecer el método de microzonificación sísmica que permitan definir los emplazamientos y las principales características de funcionamiento del sistema de control sísmico propuesto en esta Tesis.

Los principales parámetros considerados en el análisis son:

- Aceleración máxima producida por el paso de trenes (nivel de disparo)
- Función de transferencia de las vibraciones (amortiguamiento/disipación de energía)
- Frecuencia propia
- Factor de amplificación
- Factor de controbución de ondas superficiales
- Índice de vullnerabilidas de suelos
- Factor de contribución de ondas internas
- Deformación de plataformas

De todos ellos algunos de ellos se han calculado más como un ejercicio académico que real y práctico, ya que para su cálculo se precisaba de información adicional (velocidad de ondas de cizalla, densidades, etc.) que ha sido estimada con valores de estudios de otros autores. Por ello pueden considerarse como realmente significativos los 4 primeros, como valores iniciales, aunque auténticamente realistas y con una potente justificación teórica y práctica los 3 siguientes y como meramente estimativo el octavo.

Para el cálculo de todos ellos se ha desarrollado completamente el método de análisis, de principio a fin, programándolo en cálculo simbólico (MAPLE 6.0), para disponer de un completo control sobre todos los pasos del procesado intentando evitar que debido a los bajos niveles de señal de algunos registros los resultados no tuviesen sentido físico real.

Desde el punto de vista conceptual el método aporta dos novedades principales, como evolución del método propuesto por Nakamura en 1989:

- Se ha definido una nueva razón espectral, el Factor de Amplificación Transversal Efectiva (FATE), derivada de la razón de cuasitransferencia de Nakamura (QTS), como proyección de la amplificación horizontal sobre la dirección transversal a la vía.
- Igualmente se han considerado dos factores, uno asociado a uno ya definido por Nakamura (b) y otro introducido por el autor (a), que representan la distribución espacial de la energía, en el dominio del tiempo, en los planos longitudinal-vertical y horizontal de la vía y que, bajo determinadas consideraciones, pueden aportar información inicial del contenido de ondas superficiales (Rayleigh y Love) en la vibración del suelo y la capa de balasto.

Para estos parámetros se ha presentado justificación teórica y experimental de su sentido físico y estabilidad y se ha aportado una representación gráfica que ilustra de forma sencilla la distribución de energía en la vibración.

Finalmente, se recoge el método de representación de resultados en función de la información cartográfica y topográfica disponible, definiéndose dos escalas diferenciadas cuyas principales características son:

- Mapas escala 1:10.000 del Instituto Cartográfico de Andalucía, en los que se han recogido los puntos de registro y la situación de los elementos del sistema de control sísmico propuesto y del resto de los equipos y sistemas de apoyo existentes en la LAV Madrid-Sevilla. Esta representación sirve para tener una idea general de la topografía de la zona y de la cobertura general de registros y equipamiento.
- Planos escala 1:1.000 de la Unidad de Negocio de Mantenimiento de Infraestructura de RENFE, en los que se detalla el elemento de la infraestructura evaluado, la situación concreta de cada registros e información de la disposición de la vía, las instalaciones y elementos de detalle que quieran considerarse.

Ambas representaciones aportan la información que se ha considerado más relevante para el Administrador Ferroviario para la aplicación del Procedimiento de Gestión de Alertas propuesto en esta Tesis o cualquier otro que quisiera definirse para gestionar dichas alertas. Toda la información elaborada está disponible en formato electrónico y puede integrarse en cualquier sistema de información geográfico (SIG) existente en el mercado.

6.2.5. Zonación sísmica de la línea de alta velocidad Madrid-Sevilla

Los resultados obtenidos en el Capítulo 4 se han analizado en el siguiente capítulo para obtener valores de referencia para cada uno de los parámetros considerados en la Tesis, con el fin de aplicar de forma práctica el método de control propuesto.

Las conclusiones detalladas de los valores límite de cada parámetro se han recogido y discutido extensamente en el apartado correspondiente. De igual modo se han comentado los resultados obtenidos, en cuanto a su aplicación, de la estructura, equipamiento y funcionalidad del sistema de control sísmico propuesto.

De toda la información recogida en el Capítulo 5, la más relevante de cara a definir un sistema que permita limitar el riesgo del servicio de los trenes AVE frente a la probabilidad de ocurrencia de un terremoto en la LAV Madrid-Sevilla, es:

- Se plantea la utilización de equipos de registro sísmico como los instalados en la Red Acelerográfica del IGN, acelerómetros triaxiales force-balance, como los utilizados, igualmente, en los sistemas de las Administraciones Ferroviarias japonesa y francesa.
- Se propone la integración de los equipos mencionados en los actuales sistemas de señalización ferroviaria, como sistema de alarma auxiliar que aporta información a los operadores de regulación del tráfico del ferrocarril.
- Se determinan dos niveles de disparo diferentes para las componentes horizontales y vertical de los acelerómetros (0.08 y 0.05 g, respectivamente).
- Se utiliza la información del sistema de control de desprendimientos existente en la LAV Madrid-Sevilla, principalmente de los equipos situados en los emboquillados de los túneles.
- Se define un Procedimiento Operativo de Alerta Sísmico (POAS) para la gestión de las alarmas, integrando la información de los diferentes puestos de operador del Puesto de Mando de Madrid-Puerta de Atocha, junto con información del Instituto Geográfico Nacional como apoyo para la toma de decisión para la paralización y/o restitución del servicio de los trenes tras una alarma. Igualmente, se plantea un sistema auxiliar de recuperación y análisis de registros y las herramientas de configuración y mantenimiento del sistema.

- Se presenta una propuesta económica del sistema de control, con un coste medio de 3.000 €/km para los 200 km de longitud de la LAV dentro del área de riesgo.

Por último mencionar que el sistema, con las funcionalidades y características indicadas, podría desplegarse en un periodo inferior a 6 meses, lo que permitiría disminuir el riesgo del servicio de los trenes AVE de forma rápida y eficaz.

6.3. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

El desarrollo planteado en esta Tesis respecto al análisis del comportamiento de los diferentes elementos de las líneas de ferrocarril, tanto de Alta Velocidad como Convencionales frente a las acciones sísmicas no es sólo aplicable a éstas, pueden extender fácilmente a otras acciones dinámicas asociadas a la explotación normal del ferrocarril y otras derivadas de modificaciones en las condiciones de estabilidad de las diferentes estructuras de las líneas.

Ya se ha indicado que en la formulación de Nakamura de 1996, éste planteaba junto con el índice de vulnerabilidad de suelos, un índice de vulnerabilidad de estructuras derivado de anteriores trabajos, también a partir de la razón H/V de microtremores. Nishimura (1990) planteó la posibilidad de determinar el estado de integridad estructural a partir del análisis espectral de las pilas de los viaductos utilizando el impacto de una masa conocida para el cálculo de la frecuencia propia de dichas pilas. Nakamura et al. (1995) modificó dicho método planteando que la razón H/V de los microtremores medidos en las zapatas de las pilas de los viaductos podían aportar información de las modificaciones de las cimentaciones.

El método planteado en esta Tesis permite evaluar tanto la frecuencia propia como el amortiguamiento de la oscilación de las pilas, con lo que es posible determinar la evolución de la estabilidad de las estructuras. Rodríguez y Herráiz (2003) ya presentaron valores iniciales de dichos parámetros calculados a partir de registros de pasos de trenes, mediante el análisis de la coda de los registros.

La figura 6.1 muestra el esquema general del método de Nakamura de 1995 y un detalle del análisis de Rodríguez y Herráiz (2003).

Además de la aplicación indicada, el método de análisis permite analizar la estabilidad de la plataforma y las diferentes estructuras utilizando los registros de paso de trenes y las acciones de la maquinaria de mantenimiento de vía. Esta última propuesta es la que se presenta como más interesante para integrarla en los actuales sistemas de control geométrico de vía ya que puede aportar información del estado de la plataforma, elemento que actualmente no permite un análisis instrumental continuo y homogéneo.

Los resultados obtenidos en esta Tesis muestran que el elemento más determinante para tener un conocimiento realista del comportamiento de la infraestructura ferroviaria frente a un movimiento sísmico es la capa de balasto. A la vista de los diferentes parámetros utilizados en el análisis de vulnerabilidad de la LAV Madrid-Sevilla es necesario disponer de valores de velocidades de transmisión de ondas en el balasto a partir de registros simultáneos con un sistema multiestación. Igualmente, con el fin de verificar los valores calculados de la tasa de transferencia balasto-plataforma, habría que realizar registros simultáneos en ambos elementos. Con estos registros podría verificarse además la modificación de la polarización de la vibración en la interface entre ambas capas, fenómeno que puede ser verdaderamente determinante para establecer la respuesta de la vía y los trenes frente al movimiento del terreno y las estructuras producido por un terremoto.

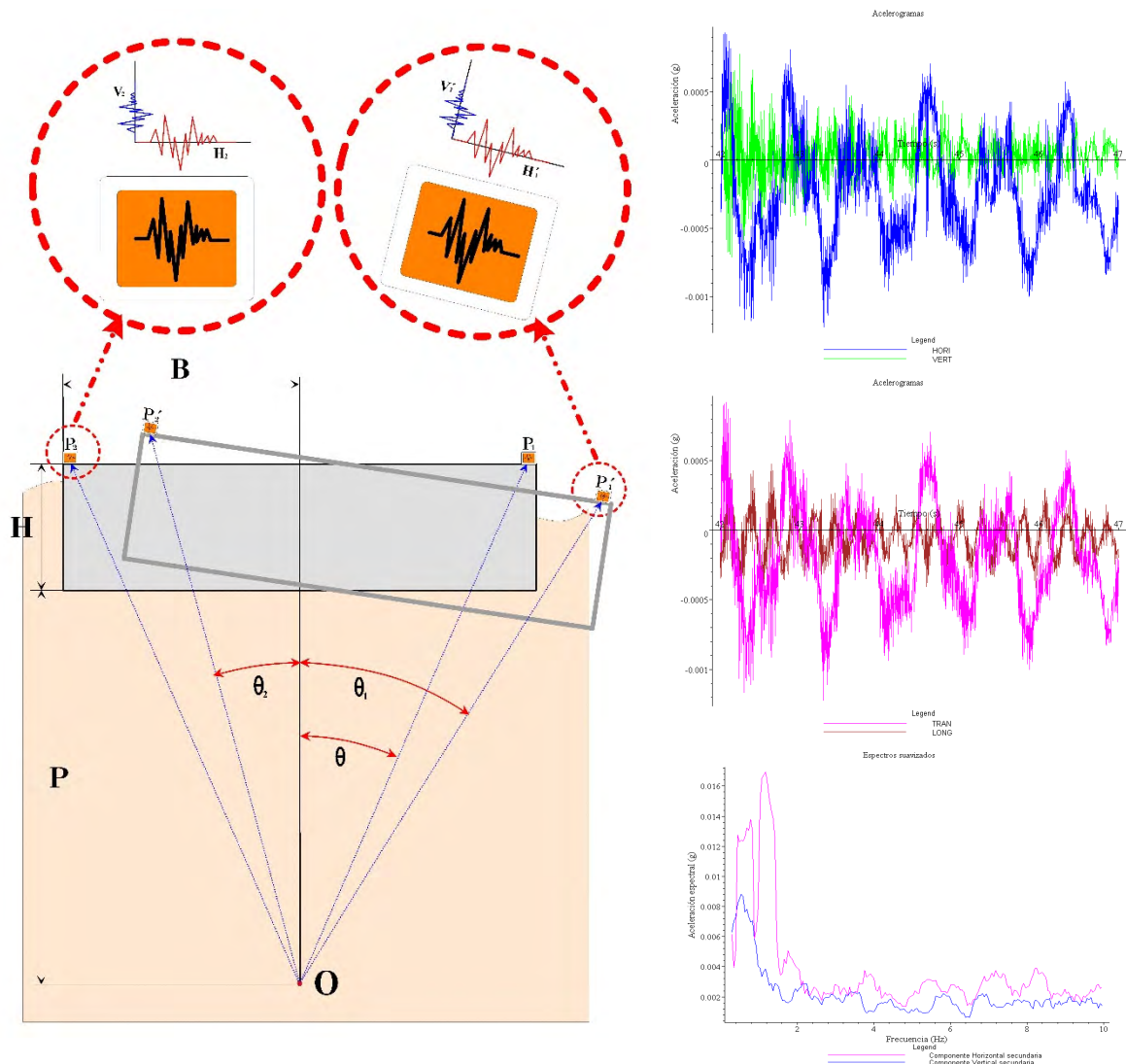


Figura 6-1. Izquierda: esquema del análisis de estabilidad de pilas con registros de microtremores (adaptado de Nakamura et al., 1995). Derecha: acelerogramas de la pila n° 5 del viaducto de Martindientes (registro 082) en los que se observa la forma de onda de la oscilación en las componentes horizontales (arriba), horizontal y vertical (centro) y los espectros correspondientes a éstas últimas componentes (de Rodríguez y Herráiz, 2003). En los acelerogramas ya se aprecia un comportamiento ondulatorio muy marcado, así como un decaimiento de la amplitud de la vibración. Estos resultados se evidencian con mayor claridad en los picos de los espectros, tanto en la componente horizontal como vertical.

REFERENCIAS

- Abe, H. Wakui, H. Nakamura, Y. (1983). Prediction of earthquake motion for railway structures. Quaterly Report of RTRI, Vol. 24, N° 2, p.p. 52-57.
- Abercrombie, R.E. (1997). Near-surface attenuation and site effects from comparison of surface and deep borehole recordings. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 87, N° 3, p.p. 731-744.
- Aguirre, J. Irikura, K. (1997). Nonlinearity, liquefaction, and velocity variation of soft soil layers in Port Island, Kobe, during the Hyogo-ken Nanbu Earthquake. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 87, N° 5, p.p. 1244-1258.
- Aki, K. (1957). Space and time spectra of stationary stochastic waves with special reference to microtremors. Bull. Earthquake Res. Inst. Tokyo Univ., N° 35, p.p. 415-457.
- Aki, K. (1992). Scattering conversions P to S versus S to P. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 82, p.p. 1969-1972.
- Aki, K. (1993). Local site effects on weak and strong ground motion. Tectonophysics, N° 218, p.p. 93-111.
- Aki, K. Richards, P.G. (1980). Quantitative Seismology: Theory and Methods, Vol. 1 y 2. W.H. Freeman, San Francisco. ISBN: 0-935702-96-2.
- Albarello, D. (2001). Detection of spurious maxima in the site amplification characteristics estimated by the HVSR technique. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 91, N° 4, p.p. 718-724.
- Alcalde, J.M. Cantavella, J.V. Sánchez, M. Carreño, E. (2003). Estado actual de la Red de acelerógrafos del Instituto Geográfico Nacional. 2º Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Málaga, 1-4 de abril. p.p. 365-372.
- Alexiew, D. Elsing, A. Ast, W. (2002). Analyse aux éléments finis et dimensionnement d'un système de franchissement de cavités pour les trains à grande vitesse. Rail International-Schienen der Welt, diciembre 2002.
- Alfaro, A. Gutierrez, F. Susagna, T. Figueras, S. Goula, X. Pujades, L. (1997). Measurements of microtremors in Barcelona: A tool for seismic microzonation. Proc. IAMG'97. Barcelona.
- Alfaro, A. Goula, X. Susagna, T. Pujades, L.G. Canas, J.A. Navarro, M. Sánchez, J. (1998). Estimación del periodo predominante del suelo a partir de microtemblores. Aplicación a Barcelona. 1ª Asamblea Hispano Portuguesa de Geodesia y Geofísica, Aguadulce, Almería, 9-13 Febrero.
- Al-Shukri, H.J. Pavlis, G.L. Vernon III, F.L. (1995). Site effect observations from broadband arrays. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 85, N° 6, p.p. 1758-1769.
- Al Yuncha, Z. Luzón, F. (2000). On the horizontal-to-vertical spectral ratio in sedimentary basins. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 90, N° 4, p.p. 1101-1106.
- Álvarez, S. (1999). El efecto local sobre el movimiento sísmico del suelo: fenomenología y resultados recientes. Física de la Tierra, N° 11, Ingeniería Sísmica, Servicio de Publicaciones Universidad Complutense, p.p. 141-173.
- Andersen, L. Nielsen, S.R.K. Iwankiewicz, R. (2002). Vehicle moving along an infinite beam with random surface irregularities on a Kelvin foundation. Journal of Applied Mechanics, Vol. 69, p.p. 1-9.

- Andrews, D.J. (1986). *Objective determination of source parameters and similarity of earthquake of different size*. Earthquake Source Mechanics. S. Das, J. Boatwright y C.H. Scholz (editores), American Geophysical Union, Washington, D.C., 259-268.
- Anooshehpour, A. Heaton, T.H. Shi, B. Brune, J.N. (1999). *Estimates of ground accelerations at Point Reyes Station during the 1906 San Francisco Earthquake*. Bull. Seism. Soc. m Am., 89, N° 4, p.p. 0845-0853.
- Arai, H. Tokimatsu, K. (2000). *Effects of Rayleigh and Love waves on microtremors H/V spectra*. Proc. 12th World Congress of Earthquake Engineering, New Zealand.
- Arai, H. Tokimatsu, K. (2004). *S-wave velocity profiling by inversion of microtremor H/V spectrum*. Bull. Seism. Soc. m Am., 94, N° 1, p.p. 053-063.
- Arenillas, J. (2004). *Japón celebra sus 40 años de alta velocidad*. Líneas del Tren, N° 314, Octubre 2004, Renfe, p.p. 34-38.
- Armitage, R.J. Heggie, W. Rogers, A.. Sharpe, P. (2002). *Innovative design of transition zones*. Proceeding of Railway Engineering 2002, London, 3rd-4th July 2002.
- Arnold, M. Netter, H. (1997). *Wear profiles and the dynamical simulation of wheel-rail systems*. Progress in Industrial Mathematics at ECMI '96, pp. 77-84, Ed. Brons, Bendsoe y Sorensen, Teubner Stuttgart.
- Asakura, T. Sato, Y. (1998). *Mountain tunnels damage in the 1995 HYOOKEN-NANBU earthquake*. Quaterly Report of RTRI, Vol. 39, N° 1, p.p. 9-16.
- Asakura, T. Luo, W. Kojima, Y. Sato, Y. Yashiro, K. (1998). *Study on earthquake damage to tunnels and reinforcement of portals*. Quaterly Report of RTRI, Vol. 39, N° 1, p.p. 17-22.
- Ashford, S.A. Sitar, N. Lysmer, J. Deng, N. (1997). *Topographic effects on the seismic response of steep slopes*. Bull. Seism. Soc. m Am., 87, N° 3, p.p. 701-709.
- Ashford, S.A. Kawamata, Y. (2004). *Photo reconnaissance report on the 2004 Niigata-Chuetsu earthquakes*. Report of the Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, 33 pp.
- Ashiya, K. (2002). *Development of a new early earthquake detection and alarm system*. Quaterly Report of RTRI, Vol. 43, N° 2, p.p. 50-52.
- Atkinson, G.M. Cassidy, J.F. (2000). *Integrated use of seismograph and strong-motion data to determine soil amplification: response of the Fraser River Delta to the Duvall and Georgia Strait Earthquake*. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 90, N° 4, p.p. 1028-1040.
- Baptista, M.A. Miranda, J.M. Chierici, F. Zitellini, N. (2003). *New study of the 1755 earthquake source based on multi-channel seismic survey data and tsunami modeling*. Natural Hazards and Earth System Sciences (2003) 3: 333-340.
- Barcones, J. (1992). *La problemática del mantenimiento en los rellenos de la Línea de Alta Velocidad Madrid-Sevilla*. Informes de la Construcción, Vol. 44, N° 420, Instituto Eduardo Torroja, CSIC, julio-agosto 1992, p.p. 37-47.
- Bard, P-Y. (1995). *Effects of surface geology on ground motion: Recent results and remaining issues*. Proc. 10th European Conference on Earthquake Engineering, p.p. 305-323. Ed. Duma Balkema, Rotterdam.
- Bard, P-Y (Co-ordinator). (2002). *SESAME: Site EffectS assessment using Ambient Excitations*. Second Progress Report, Research General Directorate, European Commission.

- Bardet, J.P. Adachi, N. Idriss, I.M. Hamada, M. O'Rourke, T.D. Ishihara, K. (1997). North America-Japan workshop on the geotechnical aspects of the Kobe, Loma Prieta y Northridge earthquakes. National Science Foundation, Air Force Office of Scientific Research and Japanese Geotechnical Society, Osaka, Japan, 22-24 de enero de 1996, 138 pp.
- Bardet, J.P. Ichii, K. Lin, C.H. (2000). EERA. A computer program for equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil deposits. University of Southern California, Department of Civil Engineering, p.p. 38.
- Batlle, Ll. (2001). La génesis de la Alta Velocidad en España. II Congreso de Historia Ferroviaria, Aranjuez, Madrid, 7-9 de febrero de 2001.
- Beresnev, I.A. Wen, K-L. (1996). The accuracy of soil response estimates using soil-to-rock spectral ratios. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 86, Nº 2, p.p. 519-523.
- Beresnev, I.A. Nightengale, A.M. Silva, W.J. (2002). Properties of vertical ground motions. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 92, Nº 8, p.p. 3152-3164.
- Biswas, N. Martirosyan, A. Dutta, U. Dravinski, M. Papageorgiou, A. (2003). Investigation for seismic zonation of Anchorage, Alaska. IUGG Special Volume, 2003.
- Blader, F.B. (1983). Analytic studies of the relationship between track geometry variations and derailment potencial at low speeds. Report of Federal Railroad Administration, U.S. Department of Transportation.
- Blader, F.B. Mealy, G.L. (1985). Analytic studies of the effects of track geometry variation. Report of Federal Railroad Administration, U.S. Department of Transportation.
- Blázquez, R. (2003). Conferencia de Clausura del 2º Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Málaga, 1-4 de abril de 2003 (en publicación definitiva).
- Boatwright, J. Fletcher, J.B. Fumal, T.E. (1991). A general inversion scheme for source, site and propagation characteristics using multiply recorded sets of moderate-sized earthquake. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 81, Nº 5, p.p. 1754-1782.
- BOCG (Boletín Oficial de las Cortes Generales). (1998). Informe de la Comisión Especial sobre la Prevención y Asistencia en Situaciones de Catástrofe. Boletín General del Senado, Serie I, Nº 596, del 9 de diciembre de 1998.
- Bodin, P. Smith, K. Horton, S. Hwang, H. (2001). Microtremor observations of deep sediment resonance in metropolitan Memphis, Tennessee. Engineering Geology, Vol. 62, Nº 1-3, p.p. 159-168
- Bonilla, L.F. Steidl, J.H. Lindley, G.T. Tumarkin, A.G. Archuleta, R.J. (1997). Site amplification in the San Fernando Valley, California: variability of site-effect estimation using S-wave, coda and H/V methods. Bull. Seism. Soc. Am., 87, Nº 3, p.p. 710-730.
- Bonilla, L.F. Steidl, J.H. Gariel, J-C. Archuleta, R.J. (2002). Borehole response studies at the Garner Valley downhole array, southern California. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 92, Nº 8, p.p. 3165-3179.
- Boore, D.M. Joyner, W.B. (1997). Site amplifications for generic rock sites. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 87, Nº 2, p.p. 327-341.
- Borcherdt, R.D. (1970). Effects of local geology on ground motion near San Francisco Bay. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 60, p.p. 29-61.
- Bracewell, N.R. (1986) The fourier transform and its applications. Ed. McGraw-Hill, Singapore.

- Brown, L.T. Boore, D.M. Stokoe II, K.H. (2002). Comparison of shear-wave slowness profiles at 10 strong-motion sites from noninvasive SASW measurements made in boreholes. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 92, N° 8, p.p. 3116-3133.
- Byers, W.G. (2001). January 26, 2001 Gujarat, India earthquake. Earthquake report to Committee 9, Seismic Design for Railway Structures, American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association.
- Byers, W.G. (2001). February 28, 2001 Nisqually, Washington earthquake. Earthquake report to Committee 9, Seismic Design for Railway Structures, American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association.
- Byers, W.G. (2002). June 23, 2001 Atico, Perú earthquake. Earthquake report to Committee 9, Seismic Design for Railway Structures, American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association.
- CALTRANS. (1999). Seismic design criteria : Version 1.1. California Transports Administration.
- Capon, J. (1969). High-resolution frequency-wavenumber spectrum analysis. Proceedings of the Institute of Electrical and Electronic Engineering N° 57, p.p. 1408-1418.
- Cárdenas, M. Chávez-García, F.J. (2001). Respuesta sísmica del movimiento del suelo en zonas urbanizadas. Variaciones de las ordenadas espectrales durante estudios de microzonificación sísmica. XIII^{er} Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, 31 de octubre-3 Noviembre, Guadalajara, Jalisco, México.
- Casas, C. Fonseca, P. López-Pita, A. (2004). Importancia en el deterioro de la vía en las líneas de alta velocidad de las vibraciones inducidas en la capa de balasto. VI Congreso de Ingeniería del Transporte (CIT), Zaragoza, 23-25 de junio de 2004. 8 pp.
- Castro, R.R. Mucciarelli, M. Pacor, F. Petrongaro, C. (1997). S-wave site-reponse estimates using horizontal to vertical spectral ratios. Bull. Seism. Soc. Am., 87, N° 1, p.p. 256-260.
- Castro, R.R. Ruiz, E. Uribe, A. Rebollar, C.J. (2000). Site reponse of the dam El Infiernillo, Guerrero-Michoacan, Mexico. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 90, N° 6, p.p. 1446-1453.
- CCS (Consortio de Compensación de Seguros). (1999). Las catástrofes naturales y su cobertura aseguradora. Un estudio comparativo. Ed. Consortio de Compensación de Seguros.
- CCS (Consortio de Compensación de Seguros). (2001). El Riesgo sísmico. Prevención y seguro. Ed. Consortio de Compensación de Seguros.
- CE (Comisión Europea). (2001). Recomendación de la Comisión relativa a los parámetros fundamentales del sistema ferroviario transeuropeo de alta velocidad mencionados en la letra B) del apartado 3 del artículo 5 de la Directiva 96/48/CE. DOCE n° 100/17, 11/04/2001.
- CE (Parlamento y Consejo Europeos). (2004). Por la que se modifica la Directiva 91/440/CEE sobre el desarrollo de los ferrocarriles comunitarios. DOCE n° 164, 30/04/2004, p.p. 0164-0172.
- CEE. (1991). Directiva sobre el desarrollo de los ferrocarriles comunitarios. DOCE n° 237, 24/08/1991, p.p. 0025-0028.
- CEDEX. (1996). Proyecto de Puentes de Hormigón: Normativa Española y Eurocódigo 2, Tomos I y II. Laboratorio Central de Estructuras.

- Çelebi, M. (1987). Topographical and geological amplifications determined from strong-motion and aftershock records of the 3 march 1985 Chile earthquake. Bull. Seism. Soc. Am., 77, N° 4, p.p. 1147-1167.
- Çelebi, M. (1999). Revelations from a single strong-motion record retrieved during the 27 june 1998 Adana (Turkey) earthquake. International Conference of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Bergen, Norway, Julio 1999.
- Çelebi, M. (2000). Seismic instrumentation of building (with emphasis on Federal Buildings). Special GSA/USGS project (USGS project N° 0-7-460-68170 y GSA project N° ZCA72434), p.p. 55.
- Çelebi, M. Crouse, C.B. (2001). Recommendations for Soil Structure Interaction (SSI) instrumentation. Consortium of Organizations for Strong-Motion Observation Systems, Emeryville, California, 14-15 November.
- Çelebi, M. (2003). Identification of site frequencies from building records. Earthquake Spectra, Vol. 19, N° 1, p.p. 1-23.
- CEN. (1993). ENV 1998. Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. (En español)
- CEN. (1998). PrEN 50126. Railway applications – The specification and demonstration of Reliability, Availability, Maintainability and Safety (RAMS). CENELEC.
- CIMNE. (2000). Estructuras sometidas a acciones dinámicas. Colección Métodos Computacionales en Ingeniería: Teoría y Aplicaciones, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), ISBN: 84-89925-68-2.
- Clark, M. Gordon, M. Forde, M.C. (2004). Issues over high-speed non-invasive monitoring of railway trackbed. NDT & E International, Vol. 37, N° 2, p.p. 0131-0139
- Coutel, F. Mora, P. (1996). Comparison of two techniques to determine site amplifications: a case study in Brisbane City, Australia. The Seismic Simulation Project Technical Report N° 14, p.p. 99-110, University of Queensland, Australia.
- Chávez-García, F.J. Sánchez-Sesma, F. Campillo, M. Bard, P-Y. (1994). El terremoto de Michoacán de septiembre de 1985: Efectos de fuente, trayecto y sitio. Física de la Tierra, N° 6, p.p. 157-200. Ed. Complutense, Madrid.
- Chávez-García, F.J. Sánchez, L.R. Hatzfeld, D. (1996). Topographic site effects and HVSR. A comparison between observations and theory. Bull. Seism. Soc. Am., 86, N° 5, p.p. 1559-1573.
- Chávez-García, F.J. Rodríguez, M. Field, E.H. Hatzfeld, D. (1997). Topographic site effects. A comparison of two nonreference methods. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 87, N° 6, p.p. 1667-1673.
- Chávez-García, F.J. Stephenson, W.R. Rodríguez, M. (1999). Lateral propagation effects observed at Parkway, New Zealand. A case history to compare 1D versus 2D site effects. Bull. Seism. Soc. Am., 89, N° 3, p.p. 718-732.
- Chávez-García, F.J. Castillo, J. Stephenson, W.R. (2002). 3D site effects: A thorough analysis of a high-quality dataset. Bull. Seism. Soc. Am., 92, N° 5, p.p. 1941-1951.
- Cholet C., Combe G., Saussine G., Sab K., Bohatier C., Gautier P-E, 2002. Study of the mechanical behaviour of the ballasted track using discrete methods. Railway Engineering.

- Chourak, M. Corchete, V. Badal, J. Serón, F. Gómez, F. (2003). Imaging of the near-surface shear-wave velocity structure of the Granada Basin (Southern Spain). Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 93, N° 1, p.p. 430-442.
- Dahlberg, T. (2003). Railway track settlements – a literature review. Report for the European Union project SUPERTRACK.
- Dakoulas, P. (1993). Earth dam-canyon interaction effects for obliquely incident SH waves. J. Geotech. Eng. ASCE, 119, p.p. 199-217.
- De Grande, G. Lombaert, G. (2000). High-speed train induced free field vibrations: in situ measurements and numerical modelling. Proc. of the International Workshop Wave 2000, Wave propagation, Moving load, Vibration reduction, pp. 29-41. Ed. A.A. Balkema, Rotterdam.
- De Grande, G. Schillemans, L. (2001). Free field vibrations during the passage of a Thalys high-speed train at variable speed. Journal of Sound and Vibration, Vol. 247, N° 1, p.p. 131-144. Academic Press.
- Delgado, J. Cuenca, A. López Casado, C. Estévez, A. Giner, J. (2000). Determinación del espesor de suelos blandos a partir de medidas del ruido sísmico ambiental. Ingeniería Civil, 120/2000, pp. 27-32.
- de Man, A.P. Esveld, C. (2000). Recording, estimating and managing the dynamic behaviour of railway structures. Symposium, Universidad Católica de Leuven, Bélgica.
- De Man, A.P. Esveld, C. (2001). Requirements for rail fastenings on slab track. Rail Engineering International Edition 2001, N° 2, p.p. 9-12.
- De Roeck, G. Peeters, B. Maeck, J. (2000). Dynamic monitoring of civil engineering structures. Computational Methods for Shell and Spatial Structures. IASS-IACM 2000. Eds. Papadrakakis, Samartín y Onate.
- DGITF - Dirección General de Infraestructuras del Transporte Ferroviario. (1991). Ferrocarril de Alta Velocidad Madrid-Sevilla. (1-3-5). Ministerio de Obras Públicas y Transportes.
- DBPRS - Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo Sísmico. (1995). Acuerdo del Consejo de Ministros 7-04-1995. BOE 25/05/1995.
- Ditzel, A. Herman, G. Hölscher, P. (1999). Elastic waves generated by high-speed trains. ICTCA'99, 4th International Conference on Theoretical and Computational Acoustics, Mayo, Trieste, Italy.
- Domínguez, J. Goicolea, J.M. Nasarre, J. (2002). Valoración de efectos dinámicos en puentes de ferrocarril: la resonancia en Líneas de Alta Velocidad. Revista de Obras Públicas, N° 3428, Diciembre 2002.
- Dravinski, M. Ding, G. Wen, K-L. (1996). Analysis of spectral ratios for estimating ground motion in deep basins. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 86, N° 3, p.p. 646-654.
- EERI (Earthquake Engineering Research Institute). (1976). Guatemala earthquake. February 4th, 1976 (photographs of damaged structures). EERI Newsletter, Vol. 10, N° 28, march 1976, 8 pp.
- EERI (Earthquake Engineering Research Institute). (2005). Preliminary observations on the Niigata Ken Chuetsu, Japan, earthquake of october 23, 2004. EERI special earthquake report, january 2005, 12 pp.
- Eisenmann, J. (2001). Eisenbahnoberbau für hochgeschwindigkeitsstrecken (Superestructura de vía para líneas de Alta Velocidad). Der Eisenbahn Ingenieur, septiembre 2001.

- Ekberg, A. Kabo, E. Anderson, H. (2001). Predicting rolling contact fatigue of railway wheels. Proc. 13th International Wheelset Congress, 17-21 de septiembre, 2001, Roma, Italia.
- EQE. (1987). Summary of the 1987 Bay of Plenty, New Zealand earthquake. Project of the Electric Power Research Institute (EPRI), 32 pp.
- EQE. (1989). The october 17, 1989 Loma Prieta earthquake. Project of the Electric Power Research Institute (EPRI), 42 pp.
- EQE. (1995). The january 17, 1995 Kobe earthquake an EQE summary report. 106 pp.
- EQE. (1999a). Izmit, Turkey earthquake of august 17, 1999 (M 7.4). 8 pp.
- EQE. (1999b). Chichi, Taiwan earthquake of september 21, 1999 (M 7.6). 8 pp.
- EQE. (2001). Seattle (Nisqually), Washington earthquake of february 28, 2001 (Magnitude 6.8). 8 pp.
- EQE. (2003). The 2003 Tokachi-oki earthquake of september 26. 20 pp.
- EQE. (2004). Flash report on the Niigata Chuetsu earthquake, october 23, 2004. 13 pp.
- Espinosa-Aranda, J.M. Jiménez, A. Ibarrola, G. Alcantar, F. Aguilar, A. Inostroza, M. Maldonado, S. (2003). Mexico City seismic alert system. Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES).
- Espinoza, F. (1999). Determinación de características dinámicas de estructuras. Tesis doctoral, ETSICCP, Universidad Politécnica de Cataluña, 195 pp.
- Esveld, C. (1989). Track geometry and vehicle reactions. Rail Engineering International Edition, N° 4, p.p. 13-15.
- Esveld, C. (1996). A better understanding of continuous welded rail track. Rail Engineering International Edition, N° 4, p.p. 13-16.
- Esveld, C. (1998). Improved knowledge of CWR track. Interactive Conference on Cost Effectiveness and Safety Aspects of Railway Track, UIC/ERRI, Paris, 8-9 December.
- Esveld, C. (2001). Modern railway track. Ed. MRT-Productions, ISBN 90-800324-3-3.
- European Commission. (1997). Seismic risk in the European Union (Volume II). Proceedings of the review meeting in Brussels, 27-28 Noviembre. Ed. Maria Yeroyanni. ISBN 92-828-3680-0.
- Evans, A.W. (2002). Major train accidents in Europe. Modern Railways, Vol. 59, N° 641, February 2002, p.p. 37-39.
- Fäh, D. Kind, F. Giardini, D. (2001). A theoretical investigation of average H/V ratios. Geophysic Journal International, 145, pp. 535-549.
- Federal Highway Administration. (1998). Geotechnical Engineering Notebook. Geotechnical Guideline N° 16, U.S. Department of Transportation, 76 p.p.
- Federal Railroad Administration. (1993). Safety of High Speed Guided ground transportation systems. Collisión avoidance and accident survivability. Volume 2: Collisión Avoidance. 133 pp.
- Ferritto, J.M. (1996). Repeatability of microseism measurement in Port Hueneme case study. Bull. Seism. Soc. Am., 86, N° 2, p.p. 428-435.

- Field, E.H. Jacob, K.H. (1995). A comparison and test of various site response estimation techniques, including three that are non reference-site dependent. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 85, Nº 4, p.p. 1127-1143.
- Finn, L. Ventura, C. (1996). Challenging issues in local microzonation. Proceeding 11th World Conference on Earthquake Engineering, Mexico. International Association for Earthquake Engineering (IAEE).
- Frankel, A. McGarr, A. Bicknel, J. Mori, J. Seeber, Cranswick, E. (1990). Attenuation of high-frequency shear waves in the crust: measurements from New York, South Africa, and Southern California. J. Geophys. Res. Vol. 95, p.p. 17441-17457.
- Frischknecht, C. Wagner, J-J. (2004). Seismic soil effect in an embanked deep Alpine valley: a numerical investigation of two-dimensional resonance. Bull. Seism. Soc. Am., 94, Nº 1, p.p. 0171-0186.
- Fryba, L. (1973). Vibration of solids and structures under moving loads. Ed. Thomas Telford Ltd., ISBN: 0727727419, new edition 1999.
- Fryba, L. (1996). Dynamics of railway bridges. Thomas Telford Ltd., ISBN: 0727720449.
- Fukao, Y. (1973). Thrust faulting at a lithosphere plate boundary. The Portugal earthquake of 28.02.1969. Earth and Planet. Sc. Lett., vol.18, pp 205-216.
- FUNDACIÓN MAPFRE ESTUDIOS. (1993). Diccionario MAPFRE de Seguridad Integral. Instituto de Seguridad Integral, Madrid. ISBN: 84-7100-979-X.
- Gallego, J. Gómez-Rey, D. (2001). Solución por elementos finitos del problema de pandeo lateral de la vía. Proc. World Congress of Railway Research, Colonia, Alemania, 26-28 Noviembre.
- Gamal, M.A. Ghoneim, E. (2003). Using microtremors to determine the natural frequencies of vibration for structures at Cairo City. IUGG Special Volume, 2003.
- García Yagüe, A. (2000). Apuntes Ingeniería Sísmica. ETSICCP, Universidad Politécnica de Madrid, España.
- Gardin, D. (2001). La gestion des risques dans le grands projects d'infrastructure ferroviaire. Rail International, Marzo 2001, p.p. 14-17.
- Geli, L. Bard, P-Y. Jullien B. (1988). The effect of topography on earthquake ground motion: a review and new results. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 78, p.p. 42-63.
- Gerstberger, U. Knothe, K. Sielaff-Opoku, R. (2003). Modellierung des Schotters in der Gleisdynamik (El modelado del balasto en la dinámica de vía). Der Eisenbahningenieur, Vol. 54, Nº 9, p.p. 24-30.
- Gil-Zepeda, S.A. Luzón, F. Aguirre, J. Morales, J. Sánchez-Sesma, F.J. Ortiz-Alemán, C. (2002). 3D seismic response of the deep basement structure of the Granada Basin (Southern Spain). Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 92, Nº 6, p.p. 2163-2176.
- Goicolea, J.M. Domínguez, J. Navarro, J.A. Gabaldón. (2002). Modelos numéricos para cálculo dinámico de puentes de Ferrocarril de Alta Velocidad. Revista de Métodos Numéricos en Ingeniería (SEMNI), 2002.
- González, J.R. (2001). Estructura anelástica de coda Q en la Península Ibérica. Tesis Doctoral, E.T.S.I.C.C.P. de Barcelona, U.P.C. p.p. 345.

- González, P. Cuadrado, M. Romo, E. (2001). Pequeñas obras de fábrica en el cuerpo de los terraplenes de Líneas de Alta Velocidad. Efectos sobre la variación global de la vía y recomendaciones de diseño. Proc. World Congress of Railway Research, Colonia, Alemania, 26-28 Noviembre.
- González, P. Cuadrado, M. Nasarre, J. Romo, E. (2002). Alta Velocidad: el fenómeno de interacción vía-tablero en puentes. Revista de Obras Públicas, N° 3.418, p.p. 61-68.
- González, L.I. Ferrer, M. Ortuño, L. Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Ed. Prentice Hall, ISBN: 84-205-3104-9.
- Gordon, J.E. (1998). Estructuras, o por qué no se caen las cosas. Ed. Celeste. Madrid, ISBN 84-8211-190-6.
- Grainger, P. (2001). New trackbed investigation techniques. Transport 147, lissue 4, p.p. 211-215.
- Granda, A. Cambero, J.C. (2001). Algunas experiencias de la aplicación de métodos geofísicos en los proyectos geotécnicos y constructivos de la L.A.V. Madrid-Barcelona-Frontera Francesa, tramo Madrid-Zaragoza. Ingeniería Civil, N° 123.
- Gueguen, P. Bard, P-Y. Oliveira, C.S. (2000). Experimental and numerical analysis of soil motions caused by free vibrations of a building model. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 90, N° 6, p.p. 1464-1479.
- Haddon, R.A.W. Cleary, J.R. (1974). Evidence for scattering of seismic PKP waves near the mantle-core boundary. Physics of the Earth and Planetary Interiors, N° 8, p.p. 211-234.
- Harben, P.E. (1991). Earthquake alert system feasibility study. Report UCRL-LR-109625, Lawrence Livermore National Laboratory, p.p. 24.
- Harben, P.E. (1991). Technical features of a low-cost earthquake alert system. Report UCRL-JC-108184, Lawrence Livermore National Laboratory, p.p. 13.
- Harkrider, D.G. (1964). Surface waves in multilayered elastic media, Part 1. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 54, N° 2, p.p. 627-679.
- Hartzell, S.H. (1992). Site response estimation from earthquake data. Bull. Seism. Soc. Am., 82, N° 6, p.p. 2308-2327.
- Harvey, D.J. (1981). Seismogram synthesis using normal mode superposition. Geophys. J. Roy. Astron. Soc., N° 66, p.p. 37-69.
- Haskell, N.A. (1953). The dispersion of surface waves in multilayered media. Bull. Seism. Soc. Am., 43, p.p. 17-34.
- Havenith, H-B. Jongmans, D. Faccioli, E. Abdrakhmatov, K. Bard, P-Y. (2002). Site effect analysis around the seismically induced Ananevo rockslide, Kyrgyzstan. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 92, N° 8, p.p. 3190-3209.
- Hay, W.W. Peterson, H.C. Plotkin, D.E. Bakas, P.T. (1977). Lateral stability of ballast – Ballast and foundation materials research program. Report of Federal Railroad Administration, U.S. Department of Transportation.
- Hecht, M. Schirmer, A. (2001). Ensayos para la detección de descarrilamientos. ZEV+DET Glas. Ann. 125, N° 8, p.p. 279-289.
- Heelis, M.E. Collop, A.C. Dawson, A.R. Chapman, D.N. Krylov, V.V. (1999). Resilient modulus of soft soil beneath high speed rail lines. Transportation Research Record, N° 1689, p.p. 39-46.

- Herraiz, M. Espinosa A.F. (1987). *Coda waves: a review*. Pure Appl. Geophys., N° 125, p.p. 499-577.
- Herraiz, M. (1997). *Conceptos Básicos de Sismología para Ingenieros*. Universidad Nacional de Ingeniería (CISMID), Lima, Perú.
- Herraiz, M. de Vicente, G. Lindo, R. Giner, J. Simón, J.L. González Casado, J.M. Vadillo, O. Rodríguez-Pascua, M. Cicuéndez, J.I. Casas, A. Cabañas, L. Rincón, P. Cortés, A. Ramírez, M. y Lucini, M. (1998). *Proyecto Sigma: Análisis del estado de esfuerzos tectónicos, reciente y actual en la Península Ibérica*. Consejo de Seguridad Nuclear.
- Herrmann, A. (2001). *Vibration isolation of rail and transit systems*. Proc. World Congress of Railway Research, Colonia, Alemania, 26-28 Noviembre.
- Hiensch, M. Kapoor A. Josefson, B.L. Ringsberg, J.W. Nielsen, J.C.O. Franklin, F.J. (2001). *Two-material rail development to prevent rolling contact fatigue and to reduce noise levels in curved rail track*. Proc. World Congress of Railway Research, Colonia, Alemania, 26-28 Noviembre.
- Higueras, A. (1992). *El Montaje de la vía de Alta Velocidad*. Informes de la Construcción, Vol. 44, N° 420, Instituto Eduardo Torroja, CSIC, julio-agosto 1992, p.p. 49-66.
- Horike, M. Zhao, B. Kawase, H. (2001). *Comparison of site response characteristics inferred from microtremors and earthquake shear waves*. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 91, N° 6, p.p. 1526-1536.
- Huang, H-C. Tseng, Y-S. (2002). *Characteristics of soil liquefaction using H/V of microtremors in Yuan-Lin area, Taiwan*. TAO, Vol. 13, N° 3, p.p. 325-338.
- Hung, H-H. Yang, Y-B. (2001). *A review of researches on ground-borne vibrations with emphasis on those induced by trains*. Proc. National Science Council. Republic of China (A). Vol. 25, N° 1, p.p. 1-16.
- Ibn-von Seht, M. Wohlenberg, J. (1999). *Microtremors measurement used to map thickness of soft sediment*. Bull. Seism. Soc. Am., 89, N° 1, p.p. 250-259.
- I.G.N. (Instituto Geográfico Nacional) (2005). *Informe de registros de aceleración para el sismo de 29/01/2005 a las 07:41:31 en SW de Bullas (MU)*. Sudirección Gral. De Astronomía, Geodesia y Geofísica, Dirección Gral. Del Instituto Geográfico Nacional, Ministerio de Fomento. Febrero de 2005, 5 pp.
- I.I.C. (Ingeniería de Instrumentación y Control) (2001). *Comparación entre los acelerómetros Geosig AC-63 y Kinematics SSA-320 para el I.G.N.* Informe interno. 10 pp.
- Inaudi, D. Vurpillot, S. Casanova, N. (1996). *Bridge monitoring by interferometric deformation sensors*. SPIE: International Photonics China Symposium on "Laser Optoelectronics & Microphotonics", Beijing, China, 4-7 Noviembre.
- James, G. Karoumi, R. (2001). *Modeling and reability assessment of traffic loads on railway bridges*. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE) Conference on Safety and Risk in Engineering, Malta, 2001.
- Jara, M. Casas, J.R. (2002). *Control de vibraciones en puentes. Un estado del arte y de la práctica*. Monografías de Ingeniería Sísmica IS-48, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), Editor A.H. Barbat, ISBN: 84-95999-01-3.
- Jiménez, M.J. Giardini, D. Grünthal, G. SESAME Working Group. (2001). *Unified seismic hazard modelling throughtout the Mediterranean region*. Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata, Vol. 42, N° 1-2, p.p. 3-18.

- Jiménez, M.J. Giardini, D. Grünthal, G. (2003). The ESC-SESAME unified hazard model for the European-Mediterranean region. Report of the European Seismological Commission Working Group on Seismic Hazard Assessment.
- Kanai, K. Tanaka, T. (1961). *On microtremors*. VIII Bulletin of the Earthquake Research Institute, Vol. 39, p.p. 97-114.
- Kanai, K. (1983). *Engineering Seismology*. University of Tokio.
- Kanao, M. (2001). Track maintenance for tilting train's safety on sharp curves. Proc. World Congress of Railway Research, Colonia, Alemania, 26-28 Noviembre.
- Kato, K. Aki, K. Takemura, M. (1995). Site amplification from coda waves: validation and application to S-wave site response. Bull. Seism. Soc. Am., 85, N° 2, p.p. 467-477.
- Kékesi, L. Kazinczy, L. (1998). Dynamical measurements on the 1:2 scale model of the ballast railway track. 2nd International Ph.D. Symposium in Civil Engineering, Budapest.
- Kiyomiya, O. (1995). Earthquake-resistant design features of immersed tunnels in Japan. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 10, N° 4, p.p. 463-475.
- Knopoff, L. (1964). Q. Reviews of Geophysics, Vol. 2, p.p. 625-660.
- Koller, M.G. Chatelain, J-L. Guillier, B. Duval, A-M. Atakan, K. Lacave, C. Bard, P-Y. SESAME group. (2004). Practical user guidelines and software for the implementation of the H/V ratio technique: measuring conditions, processing method and results interpretation. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, paper n° 3132.
- Komak, A. Hafezi, N. Ghayamghamian, M.R. Motosaka, M. Safari, M.K. Uromieh, A. (2002). Site effect classification in East-Central of Iran. Journal of Seismology and Earthquake Engineering, Vol. 4, N° 1, p.p. 37-46.
- Konno, K. Ohmachi, T. (1998). Ground-Motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremor. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 88, N° 1, p.p. 228-241.
- Krylov, V.V. Dawson, A.R. Heelis, M.E. Collop, A.C. (2000). Rail movement and ground waves caused by high-speed trains approaching track-soil critical velocities. Proc. Inst. Mech. Engrs, Part F, Journal of Rail and Rapid Transit, Vol. 214, N° 2, June 2000, p.p. 107-116.
- Kudo, K. Kanno, T. Okada, H. Özel, O. Erdik, M. Sasatani, T. Higashi, S. Takahashi, M. Yoshida, K. (2002). Site-specific issues for strong ground motions during the Kocaeli, Turkey, earthquake of 17 august 1999, inferred from array observations of microtremors and aftershocks. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 92, N1, p.p. 448-465.
- Kuroiwa, J. (2003). Reducción de desastres. Viviendo en armonía con la Naturaleza. ISBN. 997294770
- Lachet, C. Bard, P-Y. (1994). Numerical and theoretical investigations on the possibilities and limitations of the "Nakamura's" technique. Journal of Physic of the Earth, N° 42, p.p. 377-397.
- Lachet, C. Bard, P-Y. Hatzfeld, D. Papaioannou, Ch. Scordilis, M. Hatzidimitriou, T. Theodulidis, N. Margaritis, V. (1996). An experimental study of the microzonation in the city of Thessaloniki (Greece). 11th World Congress of Earthquake Engineering, Acapulco, México, p.p. 1619-1625.

- Lachet, C. Hatzfeld, D. Bard, P-Y. Theodulidis, N. Papaioannou, C. Savvaidis, A. (1996). Site effects and microzonation in the city of Thessaloniki (Greece) comparison of different approaches. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 86, N° 6, p.p. 1692-1703.
- Lai, C.G. Rix, G.J. (1998). Simultaneous inversion of Rayleigh phase velocity and attenuation for near-surface site characterization. Report of United States Geological Survey (USGS) & National Science Foundation (NSF), p.p. 275.
- Langston, C.A. (1979). Structure under Mountain Rainier, Washington, inferred from teleseismic body waves. J. Geophys. Res., Vol. 84, p.p. 4749-4762.
- Langston, C.A. Hammer, J.K. (2001). The vertical component P-wave receiver function. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 91, N° 6, p.p. 1805-1819.
- Lermo, J. Chávez-García, F.J. (1993). Site effect evaluation using spectral ratios with only one station. Bull. Seism. Soc. Am., 83, N° 5, p.p. 1574-1594.
- Leykauf, G. Lechner, B. Stahl, W. (2004). Improved ballasted track for high-speed lines. 7th International Conference Railway Engineering-2004, London, 6-7th July 2004.
- Li, D. Thompson, R. Marquez, P. Kalay, S. (2003). Development and implementation of a continuous vertical track support testing technique. Journal of the Transportation Research Board, The 82th TRB Annual Meeting, 2003.
- Lichberger, B. (2001). Track maintenance strategies for ballasted track – a selection. Rail Engineering International Edition, N° 2, p.p. 13-16.
- Liu, H-P. Boore, D.M. Joyner, W.B. Oppenheimer, D.H. Warrick, R.E. Zhang, W. Hamilton, J.C. Brown, L.T. (2000). Comparison of phase velocities from array measurements of Rayleigh waves associated with microtremor and results calculated from borehole shear-wave velocity profiles. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 90, N° 3, p.p. 666-678.
- Lomnitz, C. (1991). On the transition between Rayleigh waves and gravity waves. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 81, N° 1, p.p. 273-275.
- López-Arroyo, A. Villacañas, J. (1999). Metodología simplificada para el análisis del riesgo sísmico. Física de la Tierra, N° 11, Ingeniería Sísmica, Servicio de Publicaciones Universidad Complutense, p.p. 269-284.
- López Pita, A. (2004). Ferrocarril, Ingeniería y Sociedad. Discurso de ingreso en la Real Academia de Ingeniería, (incluye contestación de Jaime Domínguez Abascal), 50 pp.
- Louie, J.N. (2001). Faster, better: Shear-wave velocity to 100 meters depth from refraction microtremor arrays. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 91, N° 2, p.p. 347-364.
- Lozano, A. (2000). El dimensionamiento de túneles ferroviarios en líneas de Alta Velocidad. 2ª Parte.- Métodos alternativos. Revista de Obras Públicas, N° 3402, Octubre 2000.
- Luna, R. Jardi, H. (2000). Determination of dynamic soil properties using geophysical methods. Proc. 1st International Conference on the Application of Geophysical and NDT Methodologies to Transportation Facilities and Infrastructure, St. Louis, MO, Diciembre 2000.
- Maeck, J. Teughels. De Roeck, G. (2000). Experimental and numerical modal analysis of a concrete high speed train railway bridge. MCCI'2000 International Symposium on Modern Concrete Composites & Infrastructures. Vol. 2, Beijing, China, p.p. 61-68.

- Maeck, J. Peeters, B. De Roeck, G. (2001). Damage identification on the Z24 bridge using vibrations monitoring. Smart Materials and Structures, Vol. 10, p.p. 512-517.
- Malagnini, L. Rovelli, A. Hough, S.E. Seeber, L. (1993). Site amplification estimates in the Garigliano Valley, central Italy, based on dense array measurements of ambient noise. Bull. Seism. Soc. Am., 83, N° 6, p.p. 1744-1755.
- Malagnini, L. Mayeda, K. Akinci, A. Bragato, P.L. (2004). Estimating absolute site effects. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 94, N° 4, p.p. 1343-1352.
- Margheriti, L. Azzara, R.M. Cocco, M. Delladio, A. Nardi, A. (2000). Analisis of borehole broadband recording: Test site in the Po Basin, northern Italy. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 90, N° 6, p.p. 1454-1463.
- Markine, V.L. Esveld, C. (2000). Determination of train speed limits on renewed tracks using tamping machine and numerical optimisation. Proceedings of the 3rd International Conference on railway Engineering, 5-6 Julio, Londres.
- Markine, V.L. De Man, A.P. Jovanovic, S. Esveld, C. (2000). Optimum design of embedded rail structure for high-speed lines. 3rd International Conference of Railway Engineering, 5-6 Julio, London, U.K.
- Martín, A.J. (1998). Filosofía y principales características de la nueva norma de construcción sismorresistente NCSE-94. Ingeniería Civil/100.
- McCallen, D. Astaneh-Asl, A. Larsen, S. (2000). Seismic studies of the San Francisco-Oakland Bay Bridge. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 30 Enero-4 Febrero.
- McGinley, M.E. (1995). Earthquake emergency response Los Angeles, 1994. Southern California Regional Rail Authority. Bulletin of American Railway Engineering Association, n° 751, p.p. 127-134.
- Meier-Credner, W.D. Gräber, J. (2003). The linear eddy-current brake on the ICE-3. Railway Technical Review, Vol. 63, N° 4, p.p. 5-12.
- Menzies, B.K. (2001). "Near-surface site characterisation by ground stiffness profiling using surface wave geophysics". Instrumentation in Geotechnical Engineering. H.C.Verma Commemorative Volume. Eds. K.R. Saxena and V.M. Sharma. Oxford & IBH Publishing Co. Pvt. Ltd., New Delhi, Calcutta. pp 43-71.
- Meriam, J.L. (1980). Dinámica. Ed. Reverté, Barcelona.
- Milana, G. Barba, E. Del Pezzo, E. Zambonelli, E. (1996). Site reponse from ambient noise measurements: new perspective from an array study in Central Italy. Bull. Seism. Soc. Am., 86, N° 2, p.p. 320-328.
- Miura, S. (1996). Deformation of track and the safety of train in earthquake. Quaterly Report of RTRI, Vol. 37, N° 3, p.p. 139-146.
- Miyamoto, T. Ishida, H. Matsuo, M. (1997). Running safety of railway vehicle as earthquake occurs. Quaterly Report of RTRI, Vol. 38, N° 3, p.p. 117-122.
- Molnar, S. Cassidy, J.F. Dosso, S.E. (2004). Site response in Victoria, British Columbia, from spectral ratios and 1D modeling. Bull. Seism. Soc. Am., 94, N° 3, p.p. 1109-1124.
- Montalvo-Arrieta, J.C. Sánchez-Sesma, F.J. Reinoso, E. (2002). A virtual reference site for the Valley of Mexico. Bull. Seism. Soc. Am., 92, N° 5, p.p. 1847-1854.
- Morales, J. Vidal, F. Peña, J.A. Alguacil, G. Ibañez, J.M. (1991). Microtremor study in the sediment-filled basin of Zafarraya, Granada (Southern Spain). Bull. Seism. Soc. Am., 81, N° 2, p.p. 687-693.

- Moreno, L. Alfaro, A.J. (2000). De los microsismos a los microtemblores: investigaciones en el Instituto Geofísico. VIII Congreso Colombiano de Geotecnia.
- Morikawa, H. Sawada, S. Akamatsu, J. (2004). A method to estimate phase velocities of Rayleigh waves using microseisms simultaneously observed at two sites. Bull. Seism. Soc. Am., 94, N° 3, p.p. 0961-0976.
- Morimoto, I. Yamashita, T. Tochio, T. Kamei, M. Cubrinovski, M. (2004). Preliminary reconnaissance report on the 2004 Chuetsu Earthquake (Mid Niigata Earthquake). Preliminary report of the Kiso-Jiban Consultants, Japan.
- Mucciarelli, M. Gallipoli, M.R. Arcieri, M. (2003). The stability of the horizontal-to-vertical spectral ratio of triggered noise and earthquake recording. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 93, N° 3, p.p. 1407-1412.
- Mylonakis, G. Gazetas, G. (2000). Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental? Journal of Earthquake Engineering, vol. 4, N° 3, p.p. 277-301.
- Nafe, J.E. Drake, C.L. (1963). Physical properties of marine sediments. The Sea, Vol. 3. M.N. Hill, ed., Interscience, New York, p.p. 794-815
- Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. Quaterly Report of RTRI, Vol. 30, N° 1, p.p. 25-33.
- Nakamura, Y. (1989). Earthquake alarm system for Japan railway. Japanese Railway Engineering, N° 109, p.p. 1-7.
- Nakamura, Y. Hidaka, K. Sato, S. Tachibana, M. (1995). Proposition of a method for pier inspection using microtremor. Quaterly Report of RTRI, Vol. 36, N° 2, p.p. 65-70.
- Nakamura, Y. (1995). Development of natural disaster prevention systems. Quaterly Report of RTRI, Vol. 36, N° 1, p.p. 8-13.
- Nakamura, Y. (1996). Real-time information systems for seismic hazards mitigation UrEDAS, HERAS and PIC. Quaterly Report of RTRI, Vol.37, N° 3, p.p. 112-127.
- Nakamura, Y. (1997). Seismic vulnerability indices for ground and structures using microtremor. Proc. World Congress on Railway Research, Florencia, Italia, Noviembre 1997.
- Nakamura, Y. (2000). Clear identification of fundamental idea of Nakamura's technique and its applications. Proc. 12th World Congress of Earthquake Engineering, New Zealand.
- Nakamura, Y. Sato, T. Nishigana, M. (2000). Local site effect of Kobe based on microtremor measurement. Proc. 6th International Conference on Seismic Zonation, USA, 12-15 November 2000.
- Nakamura, Y. (2004). UrEDAS, urgent earthquake detection and alarm system, now and future. Proc. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, paper n° 908.
- Nasu, M. Komine, T. Yasuda, Y. (1977). Embankment vibration caused by running trains on SHINKANSEN. Quaterly Report of RTRI, Vol. 18, N°4, p.p. 154-159.
- Nasu, M. Haya, H. Okada, K. (1989). Effect of ground condition on dynamic response of embankment. Quaterly Report of RTRI, Vol. 30, N° 2, p.p. 111-118.
- Nasu, M. (1990). Earthquake-induced damage to embankment vs. Soft ground underlaid with inclined bed rock. Quaterly Report of RTRI, Vol. 31, N° 1, p.p. 49-57.

Nasu, M. (1995). Relationship between structures of sandy grounds and liquefaction-induced damage to various sites. Quaterly Report of RTRI, Vol. 36, N° 2, p.p. 78-84.

Nasu, M. (1996). The effect of shape and soil compositions of ground on earthquake damage to various objects. Quaterly Report of RTRI, Vol. 37, N° 3, p.p. 178-186.

Nishimura, A. Okumura, F. Tanamura, S. (1988). Integrity judgment of railway bridges by percussion tests for structure response. Quaterly Report of RTRI, Vol. 29, N° 4, p.p. 184-189.

Nishimura, A. (1990). Examination of bridge substructure for integrity. Japanese Railway Engineering, N° 114, p.p. 13-17.

Nishimura, A. (1996). Earthquake-resistant design for railway structures. Quaterly Report of RTRI, Vol. 37, N° 3, p.p. 128-138.

Nishimura, A. (1997). Evolution of aseismic design notion and the lessons learned from experience of big earthquakes. Japanese railway engineering, N° 137, p.p. 28-32.

Noack, T. Fäh, D. (1999). Erdbebenmikrozonierung für den Kanton Basel-Stadt. Landeshydrologie und -geologie. (Earthquake Microzonation: site effects and local geology. A case study for the Kanton of Basel-Stadt), Geologische Berichte, N° 24, Berna.

Norma Básica de la Edificación NBE-AE/88. Acciones en la edificación. (1988). Real Decreto 1370/1988.

Norma de construcción sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-94). (1994). Real Decreto 2543/1994.

Norma de construcción sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-02). (2002). Real Decreto 997/2002.

Norma sismorresistente P.D.S.-1. (1974). Decreto 3209/1974.

National Science Foundation (NSF). (1997). North America-Japan workshop on the geotechnical aspects of the Kobe, Loma Prieta, and Northridge earthquakes. Report to National Science Foundation, Air Force Office of Scientific Research and Japanese Geotechnical Society, Osaka, Japón, 22-24 de enero de 1996. 138 pp.

O'Connell, D.R.H. Ake, J.P. (2000). Earthquake Ground Motion Estimation. "Hazards and Disasters" series. Routledge, Ltd. International Decade of Natural Disaster Reduction (IDNDR).

Ogori, M. Nobata, A. Wakamatsu, K. (2002). A comparison of ESAC and FK methods of estimating phase velocity using arbitrarily shaped microtremor arrays. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 92, N° 6, p.p. 2323-2332.

Olson, L.D. Jalinoos, F. Aouad, M.F. (1998). Determination of unknown subsurface bridge foundations. Geotechnical Guideline N° 16, Federal Highway Administration, EE.UU.

Özel, O. Cranswick, E. Meremonte, M. Erdik, M. Safak, E. (2002). Site effects in Avclar, west of Istanbul, Turkey, from strong- and weak- motion data. Bull. Seism. Soc. Am., Vol.92, N° 1, p.p. 499-508.

Parolai, S. Bindi, D. Augliera, P. (2000). Application of the generalized inversion technique (GIT) to a microzonation study: numerical simulations and comparison with different site-estimation techniques. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 90, N° 2, p.p. 0286-0297.

- Parolai, S. Bormann, P. Milkereit, C. (2002). New relationships between V_s , thickness of sediments, and resonance frequency calculated by the H/V ratio of seismic noise for the Cologne Area (Germany). Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 92, N° 6, p.p. 2521-2527.
- Parolai, S. Richwalski, S.M. (2004). The importance of converted waves in comparing H/V ans RSM site response estimates. Bull. Seism. Soc. Am., 94, N° 1, p.p. 0304-0313.
- Parolai, S. Bindi, D. Baumbach, M. Grosser, H. Milkereit, C. Karakisa, S. Zünbül, S. (2004). Comparison of different site response estimation techniques using aftershocks of the 1999 Izmit earthquake. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 94, N° 3, p.p. 1096-1108.
- Pavlenko, O. Irikura, K. (2002). Changes in shear moduli of liquefied and nonliquefied soils during the Kobe earthquake and its aftershocks at three vertical-array sites. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 92, N° 5, p.p. 1952-1969.
- Phillips, W.S. Aki, K. (1986). Site amplification on coda waves from local earthquakes in Central California. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 76, p.p. 627-648.
- Poppeliers, C. Pavlis, G.L. (2002). The seismic response of a steep slope: high-resolution observations with a dense, three-component seismic array. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 92, N° 8, p.p. 3102-3115.
- Popov, E.P. (2000). Mecánica de sólidos. Ed. Pearson Educación, Addison Wesley Longman México. ISBN 970-17-0398-7.
- Popov, V.L. Psakhie, S.G. Shilko, E.V. Dmitriev, A.I. Knothe, K. Bucher, F. Ertz, M. (2002). Friction coefficient in "rail-wheel" – contacts as a function of material and loading parameters. Physical Mesomechanics, Vol. 5, N° 3, p.p. 17-24.
- Pratt, T.L. Brocher, T.M. Weaver, C.S. Creager, K.C. Snelson, C.M. Crosson, R.S. Miller, K.C. Tréhu, A.M. (2003). Amplification of seismic waves by the Seattle Basin, Washington State. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 93, N° 1, p.p. 533-545.
- Press, W.H. Flannery, B.P. Teukolsky, S.A. Vetterling, W.T. (1989). Numerical Recipes. The Art of Scientific Computing (FORTRAN Version). Cambridge University Press.
- Press, W.H. Flannery, B.P. Teukolsky, S.A. Vetterling, W.T. (1985). Numerical Recipes. Example Book (Fortran). Cambridge University Press.
- Prevost, J.H. Popescu, R. (1996). Constitutive relations for soil materials. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, ASCE.
- Quero, D. Doan, V-T. (2002). Prise en compte de l'aléa sismique de la ligne du TGV Méditerranée. Revue Générale des Chemins de Fer. Febrero-2002, p.p. 89-94.
- Renfe. (1993). Vocabulario Ferroviario de Vía. Jefatura de Vía, Dirección Técnica, Mantenimiento de Infraestructuras.
- Renfe. (1987-2002). Balasto. Balasto: Características determinativas de la calidad. N.R.V. 3-4-0.0. 2ª Edición: septiembre 1987.
- Renfe. (2004). Sistemas de Seguridad en la Línea Madrid-Zaragoza-Lérida. Líneas del Tren, N° 313, septiembre 2004, p.p. 30-31.
- Roca, A. Goula, X. Susagna, T. (1999). Zonación sísmica a diferentes escalas. Microzonación. Física de la Tierra, N° 11, Ingeniería Sísmica, Servicio de Publicaciones Universidad Complutense, p.p. 203-236.

- Rodríguez, J.L. (2000). Aplicación de la Normativa Sismorresistente a las Infraestructuras de Alta Velocidad: Estudios de casos prácticos. Trabajo de Doctorado, Facultad de CC. Físicas, U.C.M. Madrid. 186 pp.
- Rodríguez, J.L. Herraiz, M. (2001). Análisis de las acciones sísmicas sobre las Líneas de Alta Velocidad. II Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica. Madrid, Octubre 2001.
- Rodríguez, J.L. Herraiz, M. (2003). Evaluación y zonación sísmica de las Líneas de Alta Velocidad. 2º Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Málaga, 1-4 de abril, p.p. 94-113.
- Roujon, M. Noé H-P. Gilbert, G. Doan, V.T. (1999). Prise en compte de l'aléa sismique pour la réalisation de l'infrastructure du TGV Méditerranée. Revue Générale des Chemins de Fer, Nº 2, p.p. 5-23.
- Sánchez Doblado, M. (1992). Desvíos. Informes de la Construcción, Vol. 44, Nº 420, Instituto Eduardo Torroja, CSIC, julio-agosto 1992, p.p. 69-78.
- Satoh, T. Kawase, H. Matsushima, S. (2001). Differences between site characteristics obtained from microtremors, S-waves, P-waves and Codas. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 91, Nº 2, p.p. 313-334.
- Satoh, T. Kawase, H. Iwata, T. Higashi, S. Sato, T. Irikura, K. Huang, H-Ch. (2001). S-wave velocity structure of the Taichung Basin, Taiwan, estimated from array and single-station records of microtremors. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 91, Nº 5, p.p. 1267-1282.
- Schlindwein, V. Koch, K. (2003). A quantitative study of the site effects observed at the GERESS array. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 93, Nº 3, p.p. 1051-1064.
- Seed, H.B. Idriss, I.M. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. Report Nº UCB/EERC-70/10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. 48 pp.
- Seed, R.B. Cetil, K.O. Moss, R.E.S. (2001). Recent advances in soil liquefaction engineering and seismic site response evaluation. 4th International Conference and Symposium on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Paper SPL-2, March 26, San Diego, California, USA.
- SESAME. (2001). Influence of instruments on H/V ratio of ambient noise. Site Effects Assessment Using Ambient Excitations Bergen Workshop, 22-26 octubre 2001, poster.
- SESAME -Site Effects assessment using Ambient Excitations-. (2002). Second progress report, Research General Directorate, European Commission. Co-ordinator: Pierre-Yves Bard.
- Spiegel, M.R. Abellanas, L. (2000). Fórmulas y tablas de matemática aplicada. Ed. McGraw-Hill/Interamericana, ISBN: 84-481-2554-1, 2ª Ed.
- Spudich, P. Hellweg, M. Lee, W.H.K. (1996). Directional topographic site response at Tarzana observed in aftershocks of the 1994 Northridge, California, earthquake: implications for mainshock motions. Bull. Seism. Soc. Am. Vol. 86, Nº 1B, p.p. S193-S208.
- Steidl, J. H. Tumarkin, A.G. Archuleta, R.J. (1996). What is a reference site? Bull. Seism. Soc. Am. Vol. 86, Nº 6, p.p. 1733-1748.
- Stewart, J.P. Seed, R.B. Fenves, G.L. (1998). Empirical evaluation of inertial soil-structure interaction effects. Report Nº PEER-98/07. University of California, Berkeley.

- Tanabe, M. Wakui, H. Matsumoto, N. Sogabe, M. Tanabe, Y. (2000). Dynamic interaction of a Shinkansen train, irregular rail and railway structure. Proc. European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, ECCOMAS 2000, Barcelona, 11-14 de Septiembre.
- Thomson, W.T. (1950). Transmission of elastic waves through a stratified solid. Journal of Applied Physics, N° 21, p.p. 89-93.
- Thomson, P. Marulanda, J. Marulanda, J. Caicedo, J. (2001). Real time health monitoring of civil infrastructure systems in Colombia. Proc. 6th Annual International Symposium on NDE for Health Monitoring and Diagnostics, 4-8 marzo, Newport Beach, California, USA.
- Tomita, K. Sato, S. Uehan, F. (1999). Technology of "HERAS-II", new version of hazards estimation and restoration aid system. Quaterly Report of RTRI, Vol 40, N° 1, pp. 56-60.
- Toshinawa, T. Taber, J.J. Berrill, J.B. (1997). Distribution of ground-motion intensity inferred from questionnaire survey, earthquake recording, and microtremor measurements – A case study in Christchurch, New Zealand, during the 1994 Arthurs Pass Earthquake. Bull. Seism. Soc. Am., 87, N° 2, p.p. 356-369.
- Triantafyllidis, P. Hatzidimitriou, P.M. (2002). Influence of source on 2-D site effects. Geophysical Research Letters, Vol. 29, N° 6.
- Trifunac, M.D. Todorovska, M.I. (2000). Long period microtremors, microseisms and earthquake damages: Northridge, CA, earthquake of 17 january 1994. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 19, p.p. 253-267.
- Tsuboi, S. Saito, M. Ishihara, Y. (2001). Verification of Horizontal-to-Vertical spectral-ratio technique for estimation of site response using borehole seismographs. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 91, N° 3, p.p. 499-510.
- Uçkan, E. Oven, V.A. Erdik, M. (2002). A study of the response of the Mustafa Inan viaduct to the Kocaeli earthquake. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 92, N° 1, p.p. 483-498.
- Uebayashi, H. (2003). Extrapolation of irregular subsurface structures using the horizontal-to-vertical ratio of long-period microtremors. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 93, N° 2, p.p. 570-582.
- U.I.C. (1980). Valeurs limites admissibles des efforts Y et Q et critères de déraillement. Question C 138, Office de Recherches et d'Essais de l'Union International des Chemins de Fer.
- U.I.C. (1981). Evaluation quantitative des paramètres géométriques de la voie déterminant le comportement des véhicules. Question C 152, Office de Recherches et d'Essais de l'Union International des Chemins de Fer.
- Vilanova, S.P. Nunes, C.F. Fonseca, J.F.B.D. (2003). Lisbon 1755: a case of triggered onshore rupture? Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 93, N° 5, p.p. 2056-2068.
- Vanstaen, G. (2002). Le dossier de sécurité de la LGV Méditerranée. Revue Generale des Chemins de Fer, Février 2002, p.p. 23-29.
- Van't Zand, J. Moraal, J. (1998). Ballast resistance under three dimensional loading. Report of the Information and Technology Centre for Transport and Infrastructure, Holanda.
- Virieux, J. (1986). P-SV wave propagation in heterogeneous media: velocity-stress finite-difference method. Geophysics, Vol. 51, N° 4, p.p. 889-901.

Wang, R. (1999). *A simple orthonormalization method for stable and efficient computation of Green's functions*. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 89, N° 3, p.p. 733-741.

Wilson, D.C. Pavlis, G.L. (2000). *Near-surface site effects in crystalline bedrock: A comprehensive analysis of spectral amplitudes determined from a dense, three-component seismic array*. Earth Interactions, Vol. 4, Paper n° 2, p.p. 1-31.

Woldringh, R.F. New, B.M. (1999). *Embankment design for high speed trains on soft soils*. Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, Barends et al. (eds), Balkema, Rotterdam, ISBN 90-5809-047-7.

Wu, Y-M. Teng, T.L. Hsiao, N.C. Shin, T.C. Lee, W.H.K. Tsai, Y.B. (2004). *Progress on earthquake rapid reporting and early warning systems in Taiwan*. IUGG Special Volumen 2004, p.p. 463-486.

Wu, Y-M. Kanamori, H. (2005). *Experiment on an onsite early warning method for the Taiwan Early Warning System*. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 95, N° 1, p.p. 347-353.

Yang, J. Sato, T. (2000). *Interpretation of seismic vertical amplification observed at an array site*. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 90, N° 2, p.p. 275-285.

Young, W.C. (1989). *Roark's Formulas for Stress & Strain*. Ed. McGraw-Hill.

Yu, J. Haines, J. (2003). *The choice of reference sites for seismic ground amplifications analyses: case study at Parkway, New Zealand*. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 93, N° 2, p.p. 713-723.

Zaslavsky, Y. Shapira, A. Leonov, J. (2003). *Empirical evaluation of site effects by means of H/V spectral ratios at the locations of strong motion accelerometers in Israel*. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 7, N° 4, p.p. 655-677.



FUNDACIÓN DE LOS
FERROCARRILES
ESPAÑOLES