

Methodology for predicting vibrations induced by underground railways in 2D numerical models: a real case in Madrid, Spain

Aplicación de una metodología para la predicción de vibraciones ferroviarias en túneles en modelos numéricos 2D: un caso real en Madrid (España)

J. Fernández ^{1*}, L. Medina *

* Universidad de A Coruña. ESPAÑA

Fecha de Recepción: 28/01/2017
Fecha de Aceptación: 17/07/2017
PAG 173-184

Abstract

This paper presents a methodology for predicting vibrations produced by underground railways through 2D FEM numerical models expressed in the time domain. The numerical approach is based on the application of train loads as dynamic displacements on the rail pad and the application of load correction coefficients in 2D numerical models. This load reduction coefficient is calculated by comparing 2D and 3D static numerical models, assuming that vertical displacements are equal in both cases. This methodology has been applied in a real case in Madrid, Spain, where a reasonable fit between numerical and experimental results was found. Therefore, it could be a useful tool in early stages of design and for studying mitigation measures.

Keywords: Railway vibrations, tunnels, building, 2D numerical models, time domain

Resumen

En este artículo es presentada una metodología para predecir vibraciones provocadas por el tráfico ferroviario en túneles mediante modelos numéricos MEF 2D formulados en el dominio del tiempo. El enfoque numérico está basado en la aplicación de la carga ferroviaria como un desplazamiento dinámico impuesto sobre el railpad y en la aplicación de un coeficiente corrector de carga que debe ser aplicado en modelos numéricos 2D. Este coeficiente corrector es calculado mediante la comparación de modelos numéricos estáticos 3D y 2D, asumiendo que los desplazamientos verticales deben ser iguales en ambos. Esta metodología ha sido aplicada en un caso real en Madrid (España), encontrándose una razonable aproximación de los resultados numéricos con las medidas experimentales, estableciendo la misma como una herramienta útil para estudios preliminares y para el estudio de medidas mitigadoras.

Palabras clave: Vibraciones ferroviarias, túneles, edificios, modelos numéricos 2D, dominio del tiempo

1. Introducción

Recientemente, los problemas asociados a vibraciones generadas por el tráfico ferroviario en túneles han adquirido una especial relevancia. De hecho, la influencia de vibraciones en aspectos relativos al trabajo y vida diaria de las personas es considerado uno de los principales problemas ambientales de las sociedades avanzadas (INCEJ, 2001; Smith et al., 2013). Ante este escenario, la comunidad científica ha realizado un estimable esfuerzo en el desarrollo de modelos numéricos debido a la complejidad del problema, donde juega un importante papel la interacción dinámica entre varios dominios: tren, túnel, terreno y edificio.

Varios modelos de predicción han sido propuestos, desde modelos "scope" (Hansen, 2005) o modelos analíticos (Hussein y Hunt, 2007; Hussein y Hunt, 2009) hasta complejos modelos numéricos, como los propuestos por Clouteau et al. (2005), Gupta et al. (2007, 2009) y Hung y Yang 2010, entre otros.

Dentro de los modelos numéricos desarrollados destacan los basados en el acoplamiento de elementos de contorno con elementos finitos (FEM-BEM). Estos son usados para modelizar el túnel y la plataforma ferroviaria mientras que los elementos de contorno son empleados para simular el terreno. Este último hecho tiene una importante ventaja porque el método de los elementos de contorno no necesita truncar el dominio, con lo que no es necesario un tratamiento especial de los contornos tal y como sí sucede en el método de los elementos finitos. No obstante, contornos viscosos o incluso *perfect matchers layers* (PMLs) son condiciones de frontera ampliamente usadas y contrastadas.

Respecto a la resolución de las ecuaciones que rigen los métodos numéricos anteriores, dos esquemas son posibles: el dominio del tiempo/espacio y el dominio de la frecuencia/número de onda, siendo estos últimos los más habituales por su menor coste computacional.

Por otra parte, la propagación de ondas en el terreno es un fenómeno tridimensional con lo que a priori no puede ser rigurosamente estudiado en modelos 2D (Metrikine y Vrouwenvelder, 2000). Sin embargo, los modelos 3D para el estudio de vibraciones ferroviarias en túneles tienen un

¹ Autor de correspondencia:

Universidad de A Coruña (España). Departamento de Tecnología de la Construcción. Campus de Elviña, 15071. A Coruña (España)
E-mail: jesus.fernandez.ruiz@udc.es



elevado coste computacional (Andersen y Jones, 2006). Para solventar este inconveniente se han propuesto los llamados modelos 2.5D, formulados en el dominio de la frecuencia/número de onda mediante métodos acoplados de elementos finitos y elementos de contorno, donde es aplicada la transformada de Fourier en la dirección longitudinal de la vía, que es supuesta homogénea en esa dirección (Galvin et al., 2010; Rieckh et al., 2012). Este tipo de modelos también han sido desarrollados dentro de un enfoque único del método de los elementos finitos, que implica un modelo numérico más versátil y menos complejo que los anteriores (Lopes et al., 2014).

A juicio de los autores, los modelos anteriores proporcionan una solución adecuada a este tipo de problemas pero carecen de utilidad práctica para los técnicos fuera del ámbito académico debido a la complejidad matemática de sus formulaciones. Por ello, en este artículo se propone una sencilla metodología basada en el software de elementos finitos Plaxis, que ha sido aplicada a un caso real en la línea ferroviaria C-7 de cercanías de RENFE en Madrid (España). La campaña de medidas experimentales fue realizada por el CEDEX (2003) debido a la queja de habitantes del edificio y puede consultarse en CEDEX (2003) y Fernández (2014).

2. Enfoque numérico

2.1 Modelo de carga ferroviaria

La fuerza que transmite cada una de las ruedas del tren a la vía es una carga puntual móvil y dinámica. Uno de los principales problemas que plantea el estudio de vibraciones ferroviarias en modelos 2D es cómo representar dicha fuerza, ya que sólo es posible modelizar cargas lineales y repartidas. Esta problemática es fácilmente comprobada con las soluciones dadas por Boussinesq para cargas puntuales y lineales sobre un semiespacio homogéneo, elástico e isótropo (Das, 2008).

La carga de una rueda suele ser representada como un valor constante que se desplaza sobre el carril (carga cuasiestática). Debido a la elevada rigidez del carril, cada apoyo recibe una parte de la misma que suele oscilar entre un 25-40% del peso estático de cada rueda. Para representar la carga de una rueda en modelos 2D habría que aplicar sobre los apoyos la carga que van recibiendo los mismos, que puede ser deducida mediante modelos teóricos como son: el método de Unold-Dischinger (Melis, 2008), las ecuaciones de Zimmermann-Timoshenko (Melis, 2008) o la formulación propuesta por Krylov (1995a, 1995b). Este reparto de carga también puede ser calculada mediante modelos numéricos estáticos 3D, logrando resultados muy similares a los proporcionados por los métodos anteriores.

Expuesto esto, la metodología propuesta es la siguiente: mediante un modelo numérico estático 3D son calculadas las cargas que son transmitidas a cada apoyo así como la carga que recibe el apoyo más cargado cuando la rueda está situada justo encima del mismo. Esta última es aplicada en un modelo numérico 2D estático y es analizada la relación entre desplazamientos verticales en ambos modelos. Asumiendo que estos deben ser iguales en los dos modelos, la carga a aplicar en los modelos 2D es reducida, encontrando así un factor reductor de carga a considerar en modelos 2D, que no es más que el cociente entre los desplazamientos obtenidos con ambos modelos.

2.2 MEF formulado en el dominio del tiempo

Para modelizar la propagación de ondas en el terreno, un modelo 2D en deformación plana ha sido desarrollado mediante el software Plaxis. Para una completa revisión de la formulación matemática puede consultarse Plaxis. La ecuación básica de equilibrio dinámico es escrita en forma matricial como sigue:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F \quad (1)$$

Donde M , C , K y F son las matrices de masa, amortiguamiento, rigidez y el vector de carga respectivamente. El amortiguamiento está formulado como una función de la masa y rigidez, de acuerdo a un tipo de amortiguamiento Rayleigh, con la siguiente forma: $C = \alpha M + \beta K$, donde α y β son los coeficientes Rayleigh.

Un método implícito de integración del tiempo es aplicado. Una de las principales cuestiones cuando son modelizados dominios "infinitos" con un modelo de elementos finitos es la correcta representación de la condición Sommerfeld. De hecho, este método es adecuado para tratar dominios finitos, lo que requiere una delimitación completa del dominio. Así, esquemas especiales deben adoptarse en el tratamiento de las condiciones de frontera a fin de evitar reflexiones de las ondas que inciden en ella. En este caso, se han aplicado contornos viscosos según lo propuesto por Lysmer y Kuhlmeyer (1969). De acuerdo con esta formulación, las siguientes relaciones se imponen a lo largo del contorno (Plaxis):

$$\sigma_n = -C_1 \rho V_p \dot{u}_n \quad (2)$$

$$\tau = -C_2 \rho V_s \dot{u}_t \quad (3)$$

Donde ρ es la densidad de los materiales y V_p y V_s son la velocidad de las ondas P y S, respectivamente. C_1 y C_2 son coeficientes de relajación adimensionales que son introducidos para mejorar el efecto de absorción. Estudios analíticos realizados por Lysmer y Kuhlemeyer (1969) estiman que el uso de $C_1=C_2=1$ conlleva una absorción perfecta cuando al contorno llegan ondas ortogonales al mismo. De esta forma, estos valores son válidos para problemas 1D pero en casos 2D y 3D la absorción depende del ángulo de incidencia de la onda. Por esta razón, Plaxis recomienda el uso de $C_1=1$ y $C_2=0.25$ y estos valores han sido considerados en este artículo. Además, Cohen (1980) ha demostrado que este tipo de contornos no son muy sensibles a los valores de C_1 y C_2 .

3. Caso de estudio

3.1 Descripción general

El caso de estudio corresponde con un túnel antiguo (1860) y superficial, situado en Madrid (España), perteneciente a la red de cercanías de RENFE. La localización del túnel es mostrada en la Figura 1. La Figura 2 muestra la sección transversal y un esquema en planta del problema.

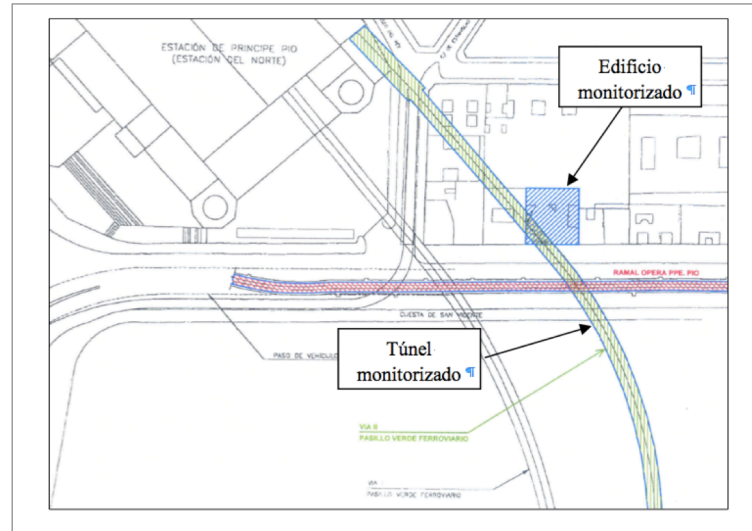


Figura 1. Localización del caso de estudio

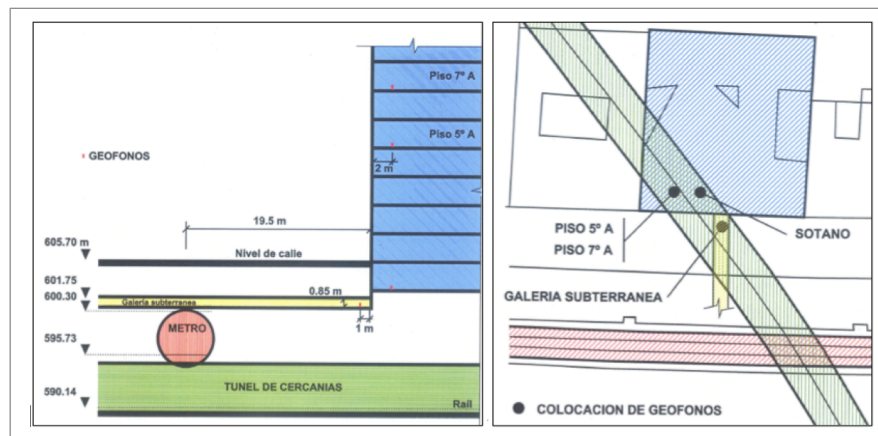


Figura 2. Representación esquemática del sistema túnel-edificio (sección transversal; esquema en planta)

El revestimiento del túnel es de mampostería, tipología común en túneles antiguos. Un módulo de Young de 5 GPa y un coeficiente de Poisson de 0.2 han sido considerados. Aunque el valor de 5 GPa podría ser algo

elevado para una mampostería del siglo XIX, se ha realizado un análisis de sensibilidad de este valor no apreciándose diferencias relevantes en los resultados numéricos. La Figura 3 muestra la geometría del túnel.



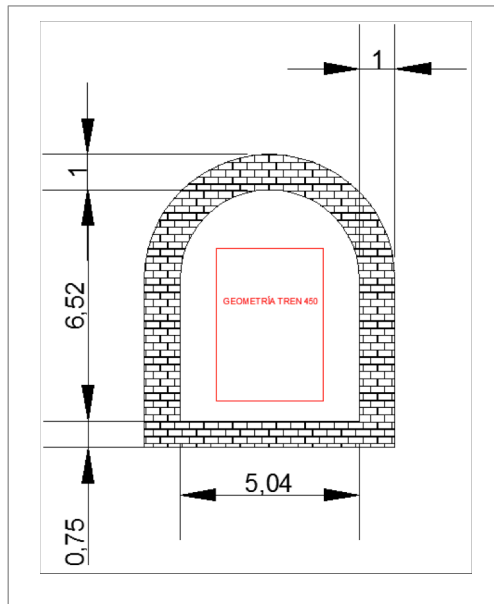


Figura 3. Geometría del túnel

La plataforma ferroviaria es una vía tipo STEDEF. El carril es UIC-54, la fijación es tipo Nabla y la separación entre traviesas es 0.6 m. En la Figura 4 se muestra un detalle de la misma. Las propiedades dinámicas elásticas de los elementos de la vía son resumidas en la Tabla 1.

El edificio fue construido en los años 50 del siglo pasado. La Figura 5 muestra la fachada y el esquema en planta y alzado. Se ha considerado que el edificio está cimentado sobre una losa. En la Tabla 2 son mostradas las propiedades elásticas de la edificación.

Las propiedades del terreno han sido deducidas según los estudios realizados por Melis (2008) sobre la caracterización geotécnica del terreno para la construcción de túneles recientes en la proximidad del caso de estudio. Una discusión razonada de estos parámetros puede ser consultada en Fernández (2014). El perfil geotécnico del terreno está formado por 2 suelos: arena de miga (los primeros 10 metros) y tosco (considerado indefinido en

profundidad). Los parámetros geotécnicos de los mismos son mostrados en la Tabla 3. Es bien conocido que, en general, las vibraciones transmitidas por el tráfico ferroviario en túneles implican deformaciones en el terreno muy pequeñas con lo que un modelo de comportamiento elástico y lineal sería suficientemente preciso. Sin embargo, en este caso se ha considerado un modelo tipo Mohr-Coulomb porque se ha simulado numéricamente la construcción del túnel y del edificio, pudiendo así tener en cuenta las posibles zonas plásticas que podrían aparecer en el terreno. Para la modelización numérica de la construcción del túnel y el edificio, el empleo de modelos constitutivos avanzados del comportamiento del terreno (por ejemplo el modelo Hardening Soil SMALL) no implica diferencias relevantes respecto a modelos más sencillos como el Mohr-Coulomb, siempre y cuando el módulo de deformación del terreno sea considerado en muy pequeñas deformaciones (E_0), tal y como ha sido mostrado por Fernández y Medina (2015).

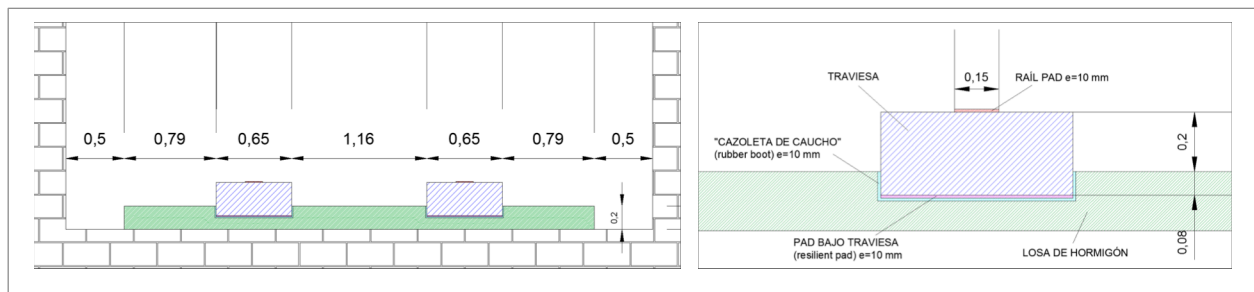


Figura 4. Detalle esquemático de la plataforma ferroviaria

Tabla 1. Propiedades de la vía

	CARRIL UIC-54	PAD	TRAVIESA	PAD BAJO TRAVIESA	“CAZOLETA DE CAUCHO”	LOSA
Tipo comportamiento	Elástico-Lineal	Elástico-Lineal	Elástico-Lineal	Elástico-Lineal	Elástico-Lineal	Elástico-Lineal
Dimensiones (m)	0.14*0.12* "indefinido"	0.14*0.2* 0.01	0.65*0.2* 0.28	0.65*0.2* 0.01	"variable"	-
Espesor (m)	-	-	-	-	-	0.2
γ (kN/m³)	32.40	9.5	25	9.5	9.5	25
E (kN/m²)	210*10 ⁶	71.43*10 ³ (K _{din} =200 kN/mm)	30*10 ⁶	3.07*10 ³ (K _{din} =40 kN/mm)	22.22*10 ³ (K _{din} =40 kN/mm)	30*10 ⁶
v	0.3	0	0.2	0	0	0.2

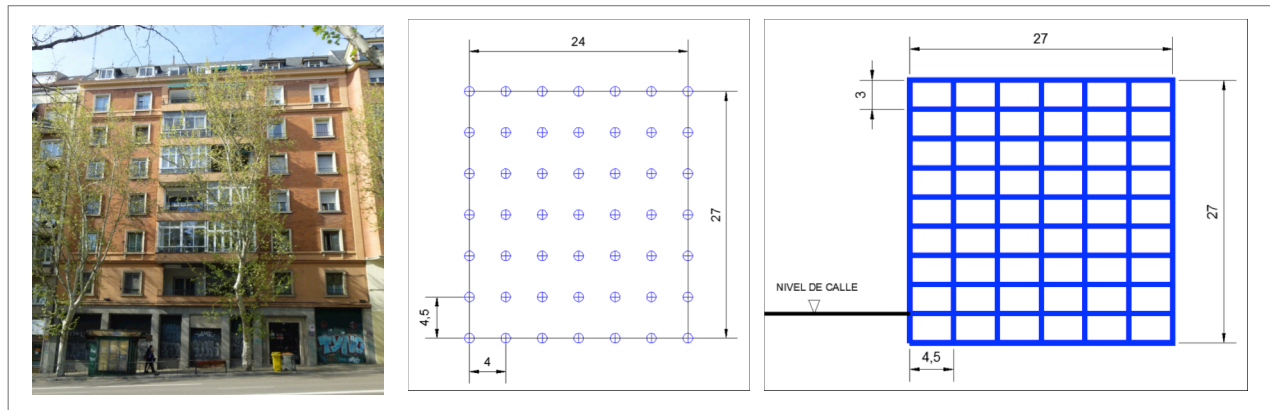


Figura 5. Edificio monitorizado (imagen de la fachada; planta estructural (en metros); alzado estructural (en metros))

Tabla 2. Propiedades de la edificación

	LOSA CIMENTACIÓN Y FORJADOS	PILARES	MUROS DE SÓTANO
Tipo estructural	Placa (plate)	Viga (beam)	Placa (plate)
Tipo comportamiento	Elástico-lineal-isótropo	Elástico-lineal	Elástico-lineal-isótropo
γ (kN/m³)	25	25	25
Espesor (m)	0.3	-	0.4
Dimensiones (m)	-	0.35*0.35	-
E (kN/m²)	30*10 ⁶	30*10 ⁶	30*10 ⁶
v	0.2	-	0.2
G (kN/m²)	12.5*10 ⁶	-	12.5*10 ⁶
I (m⁴)	-	1.251*10 ⁻³	-

Tabla 3. Parámetros geotécnicos del suelo

Modelo de comportamiento	ARENA DE MIGA	TOSCO
	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
γ_{ap} (kN/m³)	20	21
E (kN/m²)	320*10 ³ +6000z	550*10 ³ +8000*(z-10)
v	0.3	0.3
ϕ'	35°	30°
c' (kN/m²)	5	30



Las medidas experimentales fueron realizadas por el CEDEX durante el paso del tren tipo 446 de RENFE (con composición doble). La geometría y cargas por eje son mostradas en la Figura 6.

Para un conocimiento más detallado de este caso, puede consultarse la información expuesta en CEDEX (2003) y en Fernández (2014).

3.2 Campaña de medidas experimentales

La campaña de medidas experimentales consistió en la medida del nivel de vibración en servicio a diferentes velocidades de circulación. Se midió la aceleración vertical del carril y de la losa del túnel así como la velocidad en el 5° y 7° piso de la edificación. Las medidas fueron realizadas por el CEDEX en el año 2002. Para un conocimiento más detallado de las mismas puede consultarse CEDEX (2003) y Fernández (2014).

Para el caso aquí presentado, la velocidad del tren fue de 14.25 m/s.

4. Modelo numérico

Los modelos numéricos empleados tanto en 2D como en 3D han sido desarrollados mediante el software Plaxis y son representados en las Figuras 7 y 8 respectivamente. Los elementos finitos son de forma triangular (2D) y tetraédrica (3D) con funciones de interpolación de 2° orden en ambos casos.

Se ha empleado un tamaño de elementos según el criterio de 6 elementos por longitud de onda, según lo expuesto por Unterberger y Hochgatter (1997). La frecuencia máxima considerada ha sido de 80 Hz.

Para el modelado del revestimiento del túnel se han empleado 3 elementos finitos, en consonancia a lo expuesto por Unterberger y Hochgatter (1997) y Clouteau et al. (2005).

Respecto del tiempo de paso de cálculo, éste es determinado por la máxima velocidad de la onda P en cada elemento (Unterberger y Hochgatter, 1997), resultando un paso de tiempo dinámico es $2.5 \cdot 10^{-5}$ s., que viene impuesto por los elementos de las traviesas.

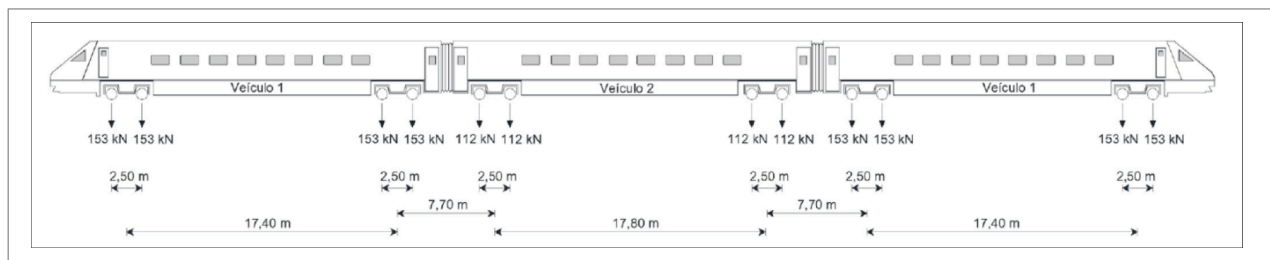


Figura 6. Tren 446-configuración simple RENFE

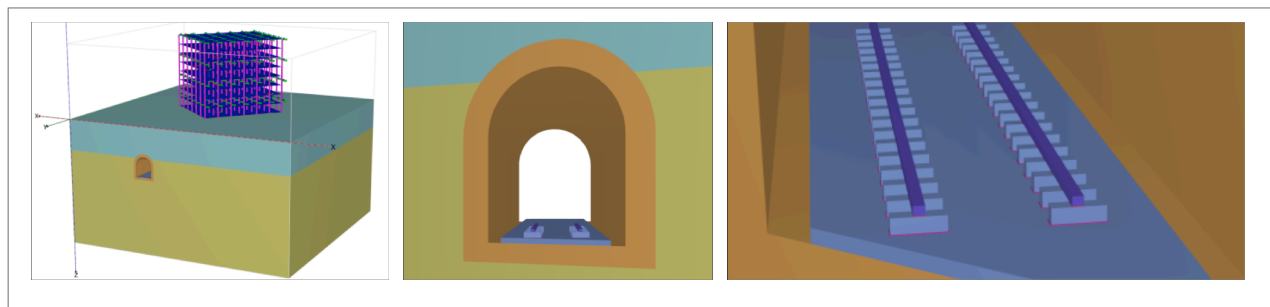


Figura 7. Modelo numérico 3D (vista general 3D; túnel; plataforma ferroviaria)

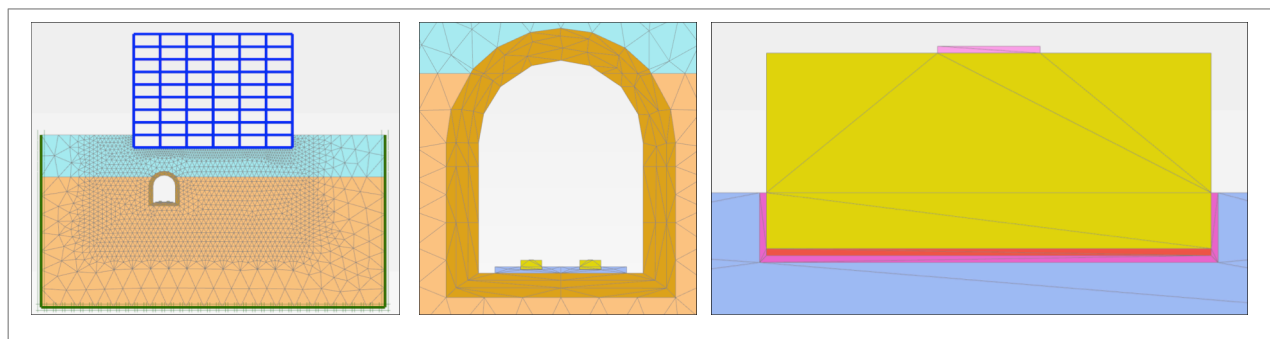


Figura 8. Modelo numérico 2D (modelo global; túnel; traviesa)

4.1 Modelos estáticos y cálculo del coeficiente reductor

Para el cálculo del coeficiente corrector de cargas se ha comparado el modelo numérico 3D con el 2D, ambos estáticos. En el primero se han aplicado 2 cargas puntuales de valor 7.65 tn, una sobre cada carril justo encima de un apoyo. La carga que soporta cada apoyo es mostrada en la Figura 9.

La carga que llega al apoyo más cargado es 1.994 tn (26% de la carga estática de la rueda), que es la carga aplicada en el modelo 2D. Los resultados comparados de asientos entre los modelos 3D y 2D son mostrados en la Tabla 4.

Según ésta, el coeficiente corrector para la losa es de 0.35 y para la edificación es de 0.112. Esto significa que para encontrar en el modelo 2D un asiento igual al obtenido en el modelo 3D, la carga aplicada en el modelo 2D debe ser reducida por un factor de 0.35 para la losa y de 0.112 para la edificación. De esta forma, se han realizado 2 modelos numéricos dinámicos, uno para la losa reduciendo la carga por un factor de 0.35 y otro para la edificación reduciendo la carga por un factor de 0.112.

4.2 Modelos dinámicos

Dado que se disponen de medidas reales de aceleración en carril y que en el software Plaxis es posible introducir la carga como un desplazamiento dinámico, se ha optado, para validar la metodología, por introducir en el modelo 2D dinámico el desplazamiento real del carril. Éste también es reducido según los coeficientes reductores calculados.

El amortiguamiento ha sido considerado según un tipo Rayleigh y es mostrado en la Tabla 5. El intervalo de frecuencias considerado ha sido 0.5-50 Hz para tener en cuenta la gama de frecuencias de interés en este caso. No obstante, el intervalo de frecuencias no tiene una influencia relevante en los resultados numéricos, apreciándose apenas alguna pequeña diferencia en el dominio de la frecuencia, tal y como se ha mostrado en Fernández (2014).

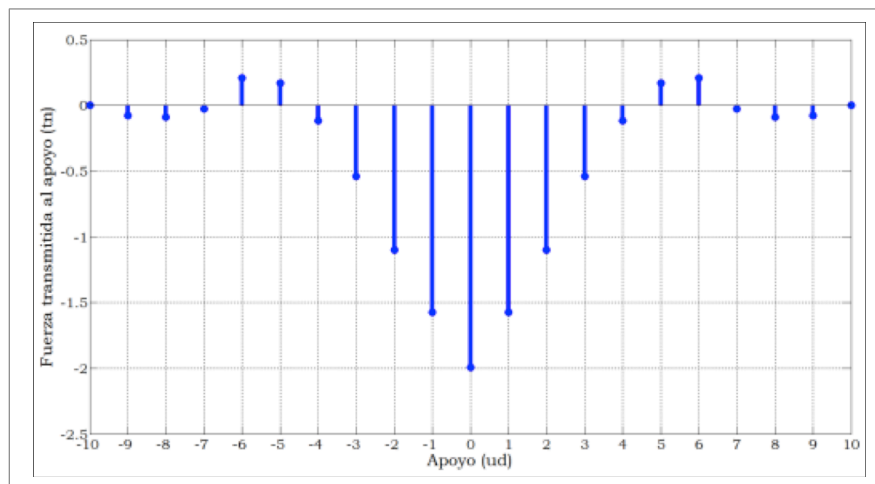


Figura 9. Reparto de carga en apoyos en modelo numérico 3D estático

Tabla 4. Asientos (mm) en modelos estáticos 2D y 3D

	Modelo 3D	Modelo 2D (100% de la carga que llega al apoyo más cargado)	Coficiente reducción
CARRÍL	0.676	-	-
LOSA TÚNEL	0.072	0.207	0.350
5° PLANTA	0.012	0.107	0.112
7° PLANTA	0.012	0.107	0.112



Tabla 5. Amortiguamiento Rayleigh

ELEMENTO	AMORTIGUAMIENTO (%)	RANGO DE FRECUENCIAS (Hz)	COEFICIENTES AMORTIGUAMIENTO	
			α	β
Railpad y pad bajo traviesa	10.0	0.5-50	0.6220	0.00063030
Traviesa y losa	2.5	0.5-50	0.1555	0.00015750
Cazoleta de caucho	5.0	0.5-50	0.3110	0.00031515
Revestimiento	2.5	0.5-50	0.1555	0.00015750
Tosco	2.0	0.5-50	0.1244	0.00012600
Arena de miga	2.0	0.5-50	0.1244	0.00012600
Edificación (muros, pilares y forjados)	2.5	0.5-50	0.1555	0.00015750

El amortiguamiento en elementos de hormigón (traviesa, losa del túnel y edificación) y mampostería se ha considerado según lo expuesto por Newmark y Hall (1982). En el terreno han sido estimados según Ishibashi y Zhang (1993) y en el railpad ha sido considerado según lo expuesto

por Maes et al. (2006); Thompson y Verheij (1997).

En la Figura 10 se muestran las dimensiones y el modelo dinámico 2D de elementos finitos empleado para las simulaciones numéricas.

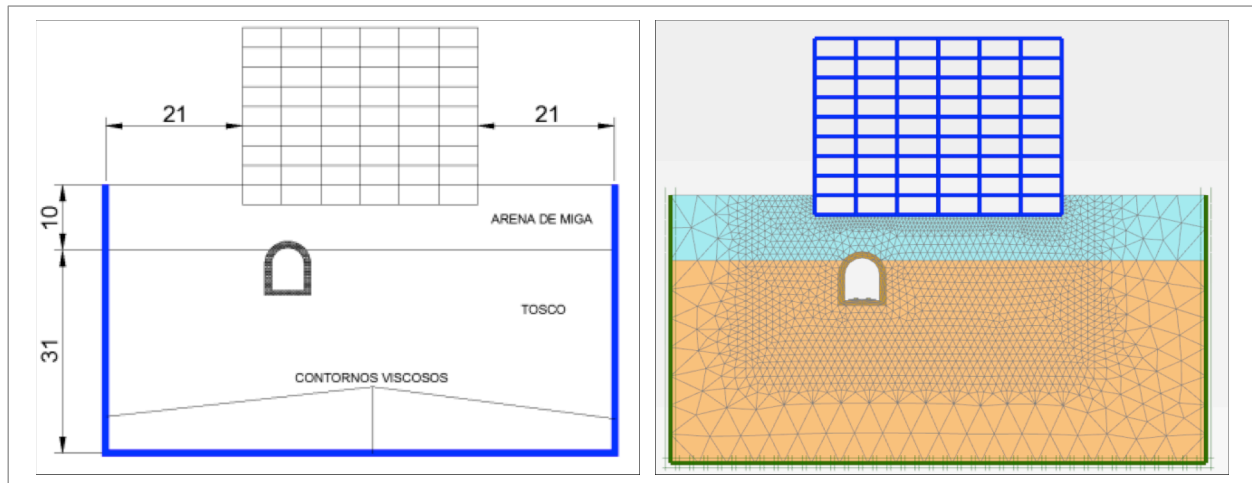


Figura 10. Modelo 2D dinámico para simulaciones numéricas (esquema geométrico (distancias en metros); modelo numérico 2D)

5. Resultados y discusión

En la Figura 11 se muestran los resultados numéricos comparados con los experimentales en la losa del túnel, encontrando un ajuste razonable. Sin embargo, el modelo numérico sobreestima la respuesta en el intervalo de frecuencias entre 45 y 55 Hz. Esto también es evidente en el dominio del tiempo, aunque desde un punto de vista global, es posible concluir que las diferencias son aceptables. Éstas pueden ser debidas a posibles incertidumbres en los parámetros tensodeformacionales y de amortiguamiento del railpad y del elastómero bajo traviesa o de las propias limitaciones de los modelos numéricos. Además, dado que el modelo numérico empleado es 2D y formulado en deformación plana, el efecto del amortiguamiento geométrico no es tenido en cuenta, pudiendo ser otra posible causa de las diferencias encontradas.

En la Figura 12 es mostrada la comparación entre resultados numéricos y experimentales en el dominio del tiempo, en el 5° y 7° piso de la edificación. Lógicamente, aquí las diferencias son más relevantes que en la losa del túnel aunque también son aceptables. En los picos de la velocidad de vibración el ajuste es razonable, observándose mayores diferencias fuera de estos.

Una comparación más clara en la edificación es mostrada en el dominio de la frecuencia (Figura 13). Las diferencias no son especialmente relevantes aunque son más evidentes en el 7° piso. En ambos casos, el modelo numérico subestima la respuesta prácticamente en todos los rangos de frecuencias. No obstante, el modelo numérico reproduce de forma aceptable las medidas experimentales. Cabe destacar el pico de velocidad en el 7° piso alrededor de 12 Hz en la medida experimental. No existe, a juicio de los autores, ninguna explicación racional para este valor pico y podría ser debido a ruido o incluso a alguna frecuencia de trabajo de algún dispositivo en los alrededores del punto de medida.

Una comparación más útil es presentar los niveles de vibración en la edificación en tercios de octava (Figura 14), en la que exceptuando el intervalo de frecuencias alrededor de 10 Hz, el ajuste es aceptable. Fuera del intervalo anterior, las diferencias apenas superan los 10 dB. Aunque este valor no es despreciable, varios estudios han mostrado la dificultad de aproximar los modelos numéricos a la respuesta real por debajo de este valor (Hunt y Hussein, 2007; Gupta et al., 2009 y Jones et al., 2012).

Como se puede observar en la Figura 14, el modelo numérico subestima el nivel de vibración en prácticamente todas las bandas de frecuencias. Esto puede ser debido a las siguientes causas:

- El suelo no es un medio perfectamente homogéneo, pudiendo su rigidez y amortiguamiento variar localmente, siendo este hecho más relevante en las altas frecuencias.
- La metodología está basada en la correlación de modelos estáticos 2D y 3D, no teniendo en cuenta el factor de amplificación dinámica.
- El amortiguamiento tipo Rayleigh es dependiente de la frecuencia, con lo que en altas y bajas frecuencias éste puede resultar demasiado elevado.
- Un modelo numérico 2D no puede representar con precisión la vibración de un edificio, que no deja de ser una estructura tridimensional.

No obstante, desde un punto de vista general, esta metodología arroja resultados con un nivel aceptable de ajuste y cuyo coste computacional es asumible. De hecho, el tiempo de cálculo para los modelos numéricos 2D ha sido de 1 hora por cada segundo de tiempo dinámico, en un ordenador con procesador: Intel (R) Core (TM) i7-2600K CPU @ 3.4 GHz.

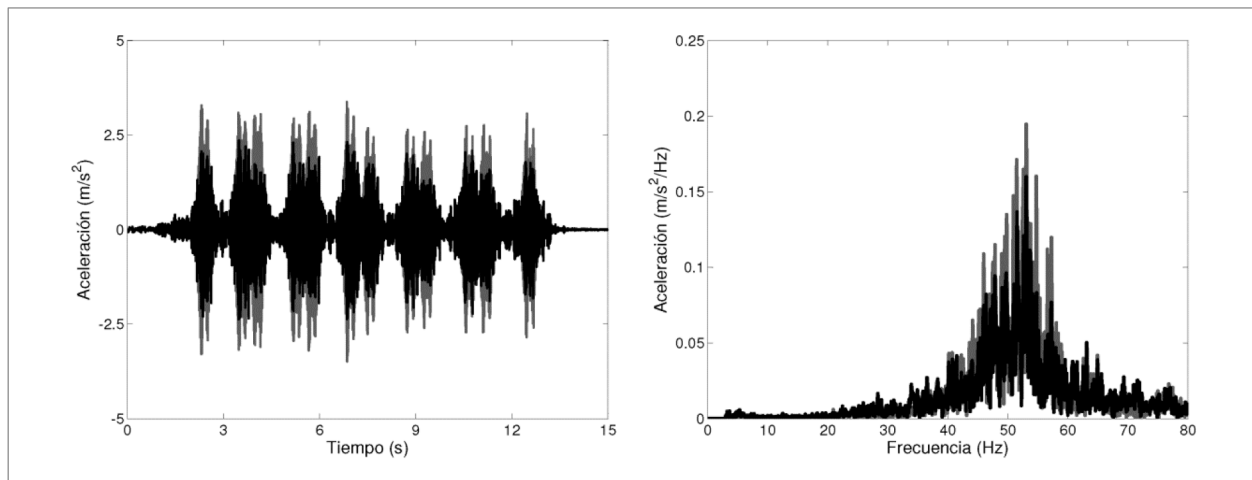


Figura 11. Aceleración vertical en la losa de la plataforma ferroviaria (línea negra: medida experimental; línea gris: resultado numérico)

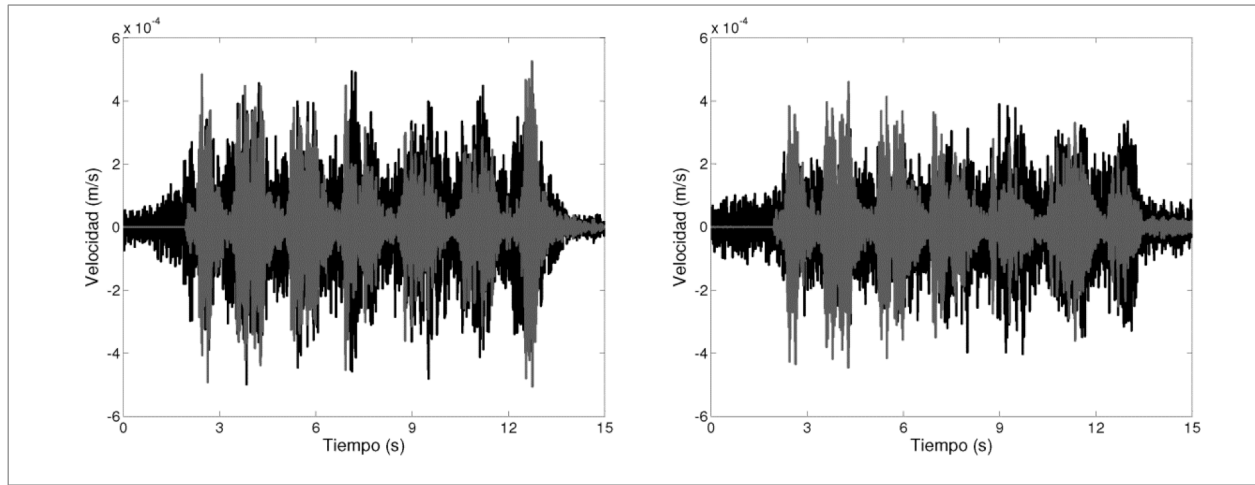


Figura 12. Velocidad vertical en edificación: izquierda-5° piso; derecha-7° piso (línea negra: medida experimental; línea gris: resultado numérico)

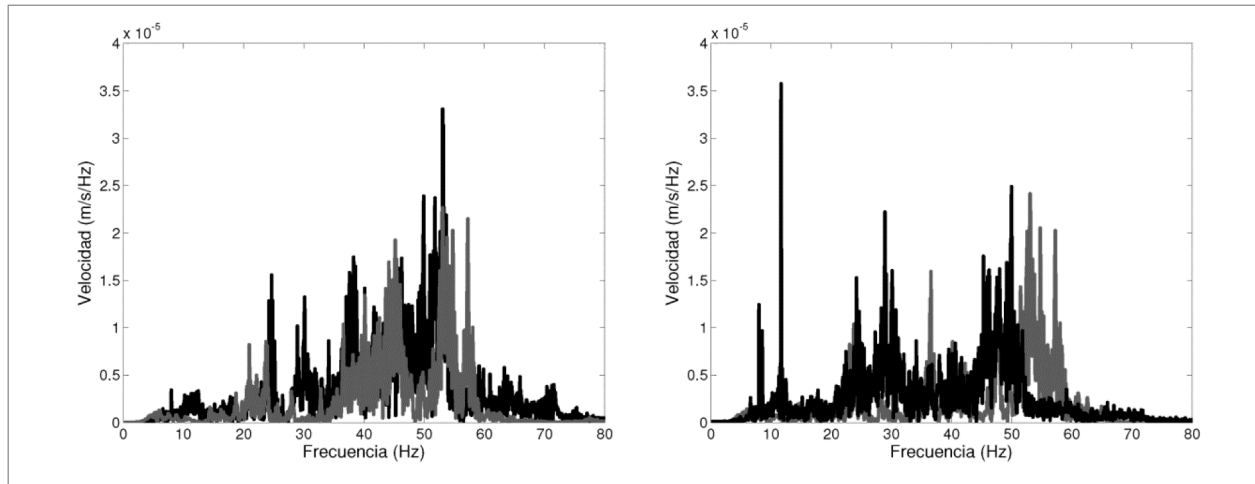


Figura 13. Velocidad vertical en edificación: izquierda-5° piso; derecha-7° piso (línea negra: medida experimental; línea gris: resultado numérico)

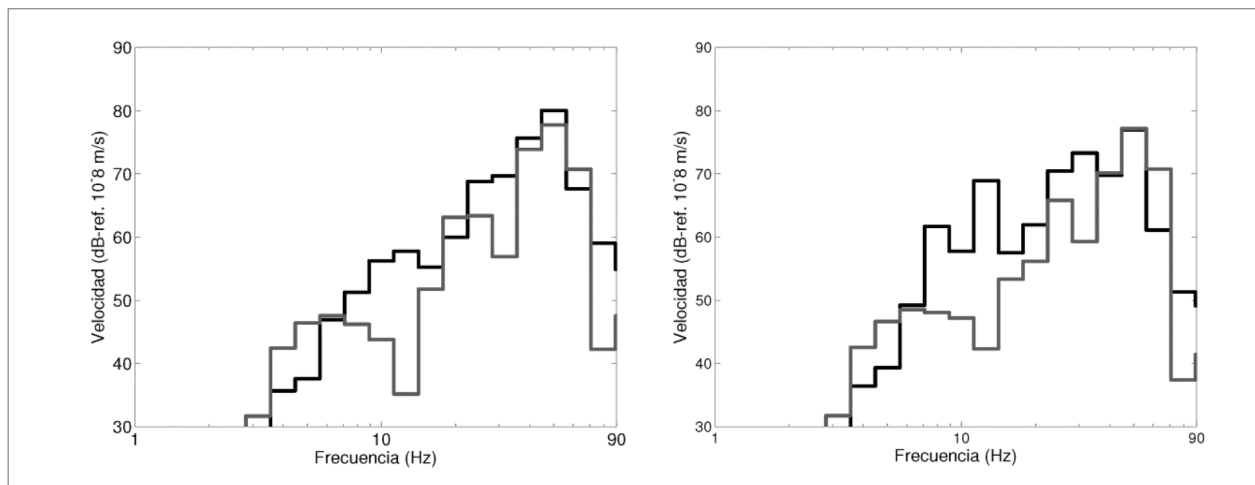


Figura 14. Velocidad vertical en edificación: izquierda-5° piso; derecha-7° piso (línea negra: medida experimental; línea gris: resultado numérico)

6. Conclusiones

En este artículo se ha presentado una metodología para la predicción de los niveles de vibración provocadas por el tráfico ferroviario en túneles mediante modelos numéricos 2D de elementos finitos en el software Plaxis. Ésta ha sido validada experimentalmente en un caso real, situado en Madrid (España), donde los resultados numéricos muestran un razonable ajuste con los medidos experimentalmente, tanto en el interior del túnel como en la edificación.

El enfoque numérico aplicado puede ser considerado como una herramienta útil de predicción y fácil de implantar para los técnicos o profesionales que habitualmente diseñan y proyectan líneas ferroviarias en túneles en zonas urbanas y que no están habituados al manejo de modelos numéricos complejos (por ejemplo modelos acoplados FEM-BEM), limitados a un ámbito académico. Es destacable que, además de la carga cuasiestática, se ha tenido en cuenta toda la carga dinámica transmitida por el tren (por defectos en carril y ruedas, juntas en carriles, entre otros) lo que ha implicado un razonable ajuste de la respuesta numérica con los valores realmente medidos. La bondad de los resultados numéricos dependerá en gran medida del conocimiento de los factores que generan carga dinámica.

Obviamente la metodología tiene limitaciones dado que está basada en la correlación de modelos numéricos

estáticos, no teniendo en cuenta por tanto el factor de amplificación dinámica. Éste puede ser importante en aquellos casos donde las frecuencias naturales de vibración de la edificación o del túnel estén próximas a las principales frecuencias de excitación de la carga ferroviaria. En estas circunstancias, las diferencias pueden ser algo superiores a las aquí mostradas.

No obstante, la metodología propuesta puede ser considerada como una herramienta adecuada para estudiar de forma preliminar los niveles de vibración provocados por el tráfico ferroviario con un coste computacional asumible, hecho limitativo en muchos análisis dinámicos ferroviarios. Además, permite el estudio de posibles medidas mitigadoras de forma rápida y eficaz.

7. Agradecimientos

Los autores quieren agradecer la colaboración del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) y del Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF) del Ministerio de Fomento del Gobierno de España por la aportación de todos los registros así como los datos necesarios para la realización de este estudio.

8. Referencias

- Andersen L. y Jones C.J.C. (2006)**, Coupled boundary and finite element analysis of vibration from railways tunnels—a comparison of two- and three-dimensional models. *Journal of Sound and Vibration*, 293: 611-625. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jsv.2005.08.044>
- Bathe K. J. (1982)**, Finite Element Procedures in Engineering Analysis, p. 511. New Jersey: Prentice Hall.
- CEDEX (2003)**, Estudio de vibraciones inducidas por la explotación ferroviaria en la Cuesta de San Vicente nº36 y en el túnel del campo del moro en el pasillo verde ferroviario de Madrid, Madrid (España), Laboratorio de Geotecnia (CEDEX). Clave CEDEX: 82-501-7-006.
- Clouteau D., Arnst M., Al-Hussaini T. y Degrande G. (2005)**, Free field vibrations due to dynamic loading on a tunnel embedded in a stratified medium. *Journal of Sound and Vibration*, 283(1-2): 173-199. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jsv.2004.04.010>
- Clouteau D., Arnst M., Al-Hussaini T.M. y Degrande G. (2005)**, Freefield vibrations due to dynamic loading on a tunnel embedded in a stratified medium". *Journal of Sound and Vibration*, 283: 173-199. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jsv.2004.04.010>
- Cohen M. (1980)**, Silent boundary methods for transient wave analysis (Doctoral Thesis). Pasadena: California Institute of Technology.
- Das Braja M. (2008)**, Advanced Soil Mechanics, p. 87,112. New York: Taylor & Francis.
- Fernández Ruiz J. (2014)**, Estudio numérico de vibraciones provocadas por el tráfico ferroviario en túneles en el dominio del tiempo: análisis geotécnico, validación experimental y propuesta de soluciones (Tesis doctoral no publicada). A Coruña: Universidad de A Coruña.
- Fernández Ruiz J. y Medina Rodríguez L. (2015)**, Application of an advanced soil constitutive model to the study of railway vibrations in tunnels through 2D numerical models: a real case in Madrid (Spain). *Revista de la construcción (Journal of Construction)*, 14 (3): 53-61. <http://dx.doi.org/10.4067/s0718-915x2015000300007>
- Galvín P., François S., Schevenels M., Bongini E., Degrande G. y Lombaert G. (2010)**, A 2.5D coupled FE-BE model for the prediction of railway induced Vibrations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30: 1500-1512. <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.07.001>
- Gupta S., Hussein M., Degrande G., Hunt H. y Clouteau D. (2007)**, A comparison of two numerical models for the prediction of vibrations from underground railway traffic. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(7): 608-624. <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2006.12.007>
- Gupta S., Degrande G. y Lombaert G. (2009)**, Experimental validation of a numerical model for subway induced vibrations. *Journal of Sound and Vibration*, 321: 786-812. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jsv.2008.10.014>
- Hansen H.M.M. (2005)**, High-speed ground transportation. Noise and vibration impact assessment Federal Railroad Administration.
- Hung H. y Yang Y. (2010)**, Analysis of ground vibrations due to underground trains by 2.5D finite/infinite element approach. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 9(3): 327-335. <http://dx.doi.org/10.1007/s11803-010-0017-1>
- Hunt H. y Hussein M. (2007)**, Vibration from railways: can we achieve better than +/- 10 dB prediction accuracy?. 14th International Congress on Sound and Vibration. Cairns (Australia).
- Hussein M. y Hunt H. (2007)**, A numerical model for calculating vibration from a railway tunnel embedded in a full-space. *Journal of Sound and Vibration*, 305(3): 401-431. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jsv.2007.03.068>
- Hussein M. y Hunt H. (2009)**, A computationally efficient software application for calculating vibration from underground railways. *Journal of Physics: Conference Series*, 181(1): 1-6. <http://dx.doi.org/10.1088/1742-6596/181/1/012057>
- INCEJ (2001)**, The regional environmental vibrations, Tokyo.



- Ishibashi I. y Zhang X. (1993)**, Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. *Soil and Foundations*, 33(1): 182-191. <http://dx.doi.org/10.3208/sandf1972.33.182>
- Jones S., Kuo K., Hussein M. y Hunt H. (2012)**, Prediction uncertainties and inaccuracies resulting from common assumptions in modelling vibration from underground railways. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers Part F. Journal of Rail and Rapid Transit*, 226 (5): 501-512. <http://dx.doi.org/10.1177/0954409712441744>
- Krylov V.V. (1995a)**, Low-frequency vibrations from underground train. *Journal of low frequency noise&vibration*, 14 (1): 55-60.
- Krylov V.V. (1995b)**, Generation of ground vibrations by superfast trains. *Applied Acoustics*, 44: 149-164. [http://dx.doi.org/10.1016/0003-682X\(95\)91370-1](http://dx.doi.org/10.1016/0003-682X(95)91370-1)
- Lopes P., Alves Costa P., Ferraz M., Calçada R. y Silva Cardoso A. (2014)**, Numerical modelling of vibrations induced by railway traffic in tunnels: From the source to the nearby buildings. *Soil dynamics and Earthquake Engineering*, 61-62: 269-285. <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.02.013>
- Lysmer J. y Kuhlmeyer R. L. (1969)**, Finite dynamic model for infinite media. *ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division*, 95: 859-877.
- Maes J., Sol H. y Guillaume P. (2006)**, Measurements of the dynamic railpad properties. *Journal of Sound and Vibration*, 293: 557-565. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jsv.2005.08.042>
- Melis M. (2008)**, Apuntes de introducción a la dinámica vertical de la vía y a las señales digitales en ferrocarriles, p. 259,289. Madrid: Manuel Melis Maynar.
- Metrikine A.V. y Vrouwenvelder A.C.W. M. (2000)**, Surface ground vibration due to a moving train in a tunnel: two-dimensional model. *Journal of Sound and Vibration*, 234 (1): 43-66. <http://dx.doi.org/10.1006/jsvi.1999.2853>
- Newmark N. M. y Hall W. J. (1982)**, *Earthquake spectra and design*, p. 54. Berkeley (EEUU): Earthquake Engineering Research Institute.
- Plaxis**. Reference and scientific manual. <http://www.plaxis.nl/2ddynamics/manuals/>
- Rieckh G., Kreuzer W., Waubke H. y Balazs P. (2012)**, A 2.5D-Fourier-BEM model for vibrations in a tunnel running through layered anisotropic soil. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, 36: 960-967. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enganabound.2011.12.014>
- Smith M.G., Croy I., Ögren M. y Persson Wayne K. (2013)**, On the influence of freight trains on humans: a laboratory investigation of the impact of nocturnal low frequency vibration and noise on sleep and heart rate. *PLoS ONE* 2013;8(2):e55829.
- Thompson D. J. y Verheij J. W. (1997)**, The dynamic behaviour of rail fasteners at high frequencies. *Applied Acoustic*, 52(1): 1-17. [http://dx.doi.org/10.1016/S0003-682X\(97\)00016-9](http://dx.doi.org/10.1016/S0003-682X(97)00016-9)
- Towhata I. (2008)**, *Geotechnical Earthquake Engineering*, p. 97. Heidelberg: Springer-Verlag Berlin.
- Unterberger W. y Hochgatter B. (1997)**, Numerical prediction of vibrations caused by trains in tunnels. *Tunnels and Tunnelling International*, 29 (12): 45-47.