

Capítulo 4
MODELIZACIÓN NUMÉRICA

4.1 INTRODUCCIÓN

El objeto de este apartado es describir y realizar un análisis de sensibilidad y calibración del modelo numérico empleado en esta tesis doctoral así como un estudio donde se analizara la correlación encontrada entre modelos 2D y 3D.

Todas las simulaciones numéricas en 2D y 3D se han llevado a cabo mediante el código de elementos finitos PLAXIS desarrollado por la Universidad de Delft (Países Bajos), en concreto mediante el módulo PLAXIS 2D y 3D dinámico, que es una extensión del código principal, 2D y 3D estático, que están especialmente formulados para el estudio de la propagación de ondas en el terreno y su influencia en estructuras así como el estudio de problemas de vibraciones debidas a actividades de construcción.

Debido a que el fenómeno vibratorio es básicamente un fenómeno tridimensional se ha empleado el módulo 3D estático y dinámico para ***el estudio de un caso teórico no real***. Debido a que en el dominio del tiempo la eficiencia computacional es reducida se han empleado los modelos 3D como herramienta de comparación a las modelizaciones realizadas en 2D, donde se ha realizado un análisis de sensibilidad de diversos parámetros numéricos para estudiar de forma eficiente su influencia.

4.2 FUNCIONAMIENTO BÁSICO Y ASPECTOS COMUNES EN MODELIZACIONES 2D Y 3D

El funcionamiento del software PLAXIS puede verse en Plaxis (2011, 2012). No es objeto de este apartado exponer con detalle el funcionamiento numérico de este software. Cabe destacar que está basado en el principio de Galerkin, donde la ecuación de equilibrio es reformulada en su forma débil con la siguiente expresión (Plaxis, 2011):

$$\int \delta u^T (L^T \sigma + b) dV = 0 \quad (4.1)$$

Donde δu representa una variación de desplazamientos cinemáticamente admisible que es llamada función peso o función test.

El método de los elementos finitos consiste en encontrar un campo de desplazamientos que verifiquen la ecuación anterior, a partir de unos desplazamientos nodales que vienen dados por una combinación lineal de funciones base empleadas como interpolación de desplazamientos dentro de un mismo elemento (Bathe, 1982).

En función de la elección de las funciones peso, el método permite diferentes desarrollos aunque en código PLAXIS el empleado es, como se ha dicho anteriormente, el dado por Galerkin, donde las funciones peso son iguales a las funciones base. Dado que el principio Galerkin es equivalente al principio de los trabajos virtuales y que en cuanto a principios energéticos cumple tanto el anterior como el principio de la energía potencial mínima parece lógico pensar que esta manera de formular los elementos finitos es la más adecuada para cualquier tipo de comportamiento del material (Zienkiewicz et al., 2005). En el caso de análisis dinámico, el método de los elementos finitos está formulado de la misma forma sin más que tener en cuenta las fuerzas de inercia y de amortiguamiento, dentro del planteamiento general de la ecuación de equilibrio, que según el principio de D'Alembert, no es otra que la de equilibrio dinámico.

4.2.1 Generación de malla

PLAXIS permite una generación automática de malla de elementos finitos basada en un procedimiento robusto de triangulación, cuyo resultado son mallas “no estructuradas”. Éstas pueden parecer desordenadas pero el rendimiento es normalmente mejor que para mallas regulares (Plaxis, 2011). La generación automática de malla es habitualmente realizada mediante algoritmos, tales como el método de avance frontal o triangulación de Delaunay, que pueden ser vistos con detalle en Zienkiewicz et al. (2005).

4.2.2 Modelos de comportamiento del terreno

El código de elementos finitos PLAXIS tiene implementados varios tipos de comportamiento del terreno: elástico lineal, elastoplástico perfecto, elastoplástico con endurecimiento y otros. El modelo constitutivo implementando en PLAXIS y más usado es el modelo elastoplástico perfecto, que no es otro que el modelo “Mohr-Coulomb”. Otro modelo implementado en código PLAXIS es el denominado “Hardening soil Model” definido para un material con plasticidad no asociada y endurecimiento isótropo. Este tipo de modelo presenta una superficie de fluencia que puede expandir en el espacio de tensiones debido a la acumulación de deformaciones plásticas.

Tal y como se ha descrito en el apartado 3.2.3.3, existe en código PLAXIS el modelo de comportamiento “Hardening soil Model con rigidez en pequeñas deformaciones (HSsmall)” que es un modelo adecuado para el estudio de problemas dinámicos donde se presuponga la aparición de pequeñas deformaciones tal y como son los tratados en esta tesis doctoral.

Por todo esto, se han considerado en esta tesis para la modelización del terreno los

modelos de comportamiento del terreno “Mohr-Coulomb” y “Hardening soil en pequeñas deformaciones”, que serán comparados en el análisis geotécnico realizado en el siguiente capítulo. Cabe destacar que es previsible que el modelo “Mohr-Coulomb” proporcione resultados muy similares a los del modelo “Elástico lineal” debido a la presunción de no plasticidad en el terreno debido a las cargas ferroviarias. No obstante, se ha considerado aquél por considerarse más adecuado en cuanto a la posibilidad de que alguna zona del terreno, por sus características o disposición geométrica pueda experimentar alguna deformación plástica y pueda ser tenida en cuenta.

Las bases teóricas del modelo “Hardening soil model en pequeñas deformaciones” han sido expuestas en el apartado 3.2.3.3 de esta tesis doctoral. Debido a la “simplicidad” del modelo de comportamiento “Mohr-Coulomb” se ha obviado introducir una explicación detallada del mismo, aunque éste puede verse con detalle en PLAXIS (2011) en cuanto al tratamiento de las deformaciones en régimen plástico.

4.2.3 Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno empleadas en las modelizaciones numéricas en esta tesis doctoral son “contornos viscosos”, tal y como han sido expuestas en el apartado 3.1.6.5. Los valores de los coeficientes de relajación considerados en todas las modelizaciones numéricas 2D y 3D han sido $C_1=1$ y $C_2=0.25$.

4.2.4 Método de integración numérica

Tal y como ha sido descrito en el capítulo 3, uno de los esquemas de integración numérica más empleado para la resolución de la ecuación de equilibrio dinámico es el método β de Newmark y es, además, el implementado en código PLAXIS. La combinación de parámetros $\alpha=0,25$ y $\beta=0,5$ es la usada en todas las modelizaciones.

4.3 ASPETOS GENERALES PARA MODELIZACIONES 3D

4.3.1 Tipos de elementos finitos en 3D para suelos

Para modelizaciones tridimensionales, PLAXIS emplea un único tipo de elemento, de forma tetraédrica de 10 nodos según el esquema mostrado en la siguiente figura.

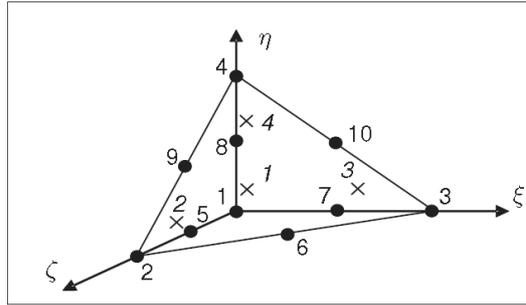


Figura 4.1. Posición de nodos y puntos de tensión en elementos 3D para suelos (Plaxis, 2012)

Las funciones de forma en estos elementos son polinomios de 2º orden, proporcionando deformaciones que varían linealmente dentro de un mismo elemento. Los puntos de integración de Gauss son 4.

4.3.2 Definición de elementos estructurales en 3D

El programa permite introducir en el modelo elementos estructurales tales como anclajes, geosintéticos, placas y vigas. Los anclajes son tratados como elementos línea, los geosintéticos y las placas como elementos de superficie o área. Los elementos estructurales tipo anclaje o geosintético son materiales con resistencia solamente a esfuerzo axial mientras que las vigas y placas son elementos con resistencia a flexión y están basados en las teorías de Mindlin (PLAXIS, 2012).

4.3.3 Modelo de carga ferroviaria

Para las modelizaciones 3D la aplicación de carga ferroviaria puede ser una ardua tarea, ya que PLAXIS, al igual que otros software como FLAC, ABAQUS o COSMOS no permite la introducción directa de cargas móviles. Para resolver este inconveniente sería posible emplear la siguiente metodología, que es bastante usada en el tratamiento de problemas dinámicos:

- Se aplican en el modelo n cargas equiespaciadas, asignándoles a cada una de ellas la misma señal dinámica pero desplazada en el tiempo. El valor de tiempo desplazado depende de la velocidad del tren y del espacio elegido entre las cargas. Un esquema del mismo es dado por Hall (2003) según en la siguiente figura.

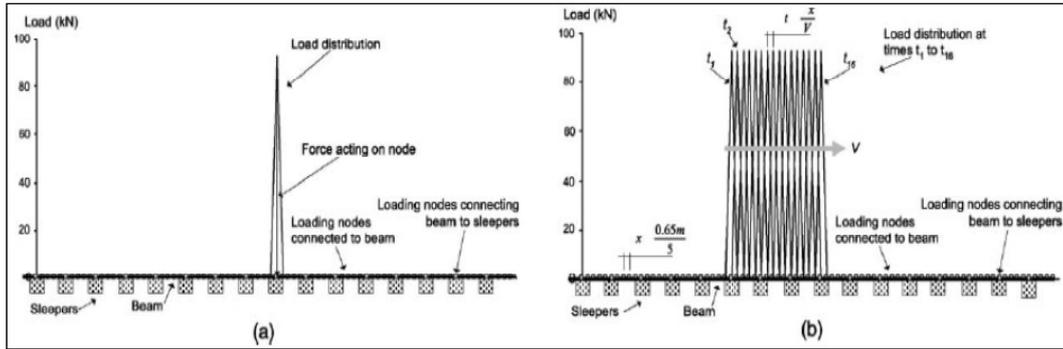


Figura 4.2. Esquema de carga dinámica en modelos 3D (Hall, 2003)

En este caso la distancia entre cargas fue considerada 0.13 m que correspondía a dividir el espacio entre traviesas en 5 unidades.

La consideración de los elementos del carril, bien como viga o como región, dentro de un modelo 3D dinámico implica una pérdida de eficiencia computacional muy importante y puede llegar a hacer inviable el estudio debido al enorme tiempo de cálculo necesario. Esto es discutido en los siguientes apartados.

4.4 ASPETOS GENERALES PARA MODELIZACIONES 2D

4.4.1 Tipos de elementos finitos en 2D para suelos

El programa PLAXIS 2D emplea elementos triangulares de 6 y 15 nodos con dos grados de libertad por nodo, en el caso de deformación plana. Los elementos de 6 nodos proporcionan una interpolación de segundo orden en los desplazamientos (las funciones base o de forma son polinomios de 2º grado) mientras que los elementos de 15 nodos emplean cuarto orden de interpolación (polinomios de 4º grado) a partir de los desplazamientos nodales calculados. Las tensiones y deformaciones se obtienen en los puntos de integración de Gauss. Los elementos de 15 nodos llevan asociados 12 puntos de Gauss mientras que los de 6 nodos tienen 3 puntos de integración. Se ha realizado un análisis de sensibilidad en cuanto a la variación de resultados obtenidos utilizando ambos tipos de elementos, que es mostrado en apartados siguientes.

En la siguiente figura se muestran los tipos de elementos empleados en PLAXIS 2D.

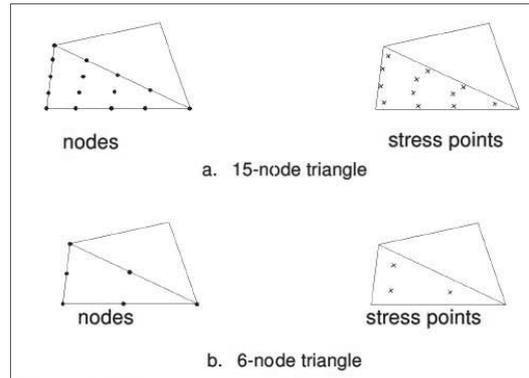


Figura 4.3. Posición de nodos y puntos de tensión en elementos 2D para suelos (Plaxis, 2011)

Dentro de un análisis dinámico mediante elementos finitos formulados en el dominio del tiempo existe una importante limitación en cuanto al tiempo de cálculo. Éste puede llegar a ser tan excesivo que haga inviable un estudio con mallas muy densas o con muchos nodos por elementos, con lo que deberá ser tenido en cuenta a la hora de comparar la bondad o precisión de los resultados.

4.4.2 Definición de elementos estructurales en 2D

El programa permite introducir en el modelo elementos estructurales tales como anclajes, geosintéticos y placas. Todos estos elementos son tratados como elementos línea con un número de nodos compatible con los elementos elegidos para las regiones de suelo. Los elementos placa son modelados según la teoría de Mindlin de placas y láminas, donde es tomada en cuenta la deformación por cortante además de la debida a flexión simple o compuesta.

4.4.3 Modelo de carga ferroviaria en 2D

En general, existen en la literatura técnica pocos modelos numéricos 2D (y también 3D) mediante elementos finitos en el dominio del tiempo donde haya sido considerada la geometría completa del problema, es decir, donde se represente el carril, pad, traviesa, vía en placa, balasto, etc. Es habitual encontrar sólo la modelización del revestimiento del túnel, suelo circundante, superficie libre del terreno y edificaciones (en muy contadas ocasiones), donde directamente sobre el revestimiento son aplicadas las fuerzas resultantes transmitidas por el paso de cada eje del tren, que son calculadas mediante sistemas dinámicos lineales, en el dominio del tiempo o de la frecuencia, como los mostrados por Hussein et al. (2007), Sheng et al. (2006), Gupta et al. (2009b), Hussein et al. (2006), Forrest et al. (2006b), Verbraken et al. (2011), Galvín et al. (2010) y Rieckh et al. (2012). En estos modelos se ha considerado por separado la geometría de los

elementos propios de la vía en el interior del túnel para mediante funciones de transferencia resolver los modelos dinámicos, cuyos resultados son aplicados a los modelos numéricos empleados, donde ya no son representados el carril, el pad y la placa. En general, esta forma responde a motivos computacionales ya que incluir en el modelo numérico el carril y el pad implica un paso de tiempo pequeño (que viene impuesto por el carril, al ser el elemento donde la velocidad de las ondas P es mayor) y elementos finitos muy pequeños, que corresponderían al pad, debido a sus pequeñas dimensiones reales (espesor entre 5-10 mm habitualmente). En las siguientes 3 figuras se muestran algunos esquemas empleados en las referencias anteriormente citadas donde se observa cómo han sido considerados los modelos dinámicos lineales para obtener los resultados sobre el revestimiento del túnel. En general, las funciones de transferencia empleadas corresponden a aquellas resultantes mediante la transformada de Fourier, debido básicamente (respecto a otras formas como la transformada de Laplace) a que son modelos frecuenciales.

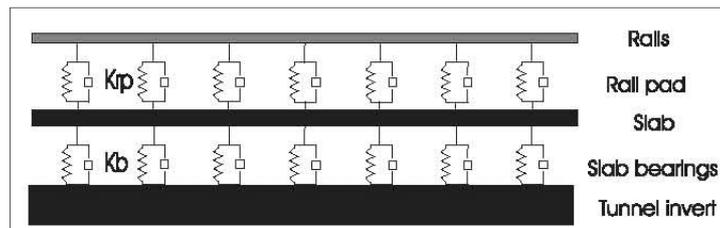


Figura 4.4. Modelo dinámico sobre vía en placa (Gupta et al., 2009b)

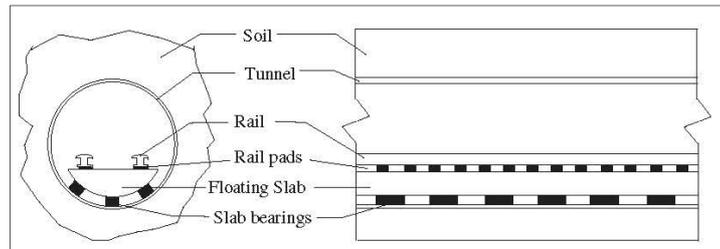


Figura 4.5. Presentación de un túnel mostrando las diferentes componentes estructurales (Hussein et al., 2006)

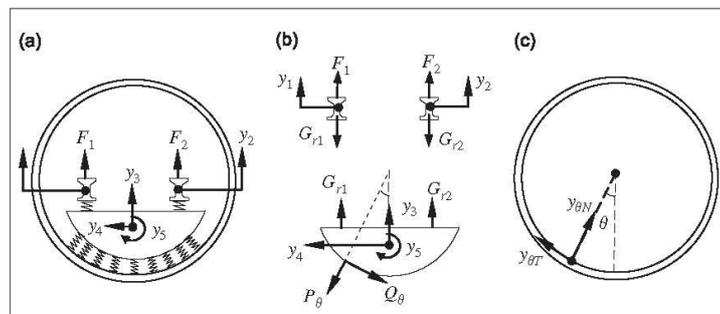


Figura 4.6. Modelización de pista ferroviaria con un apoyo uniforme: (a) fuerzas externas sobre carriles y grados de libertad de pista ferroviaria, (b) diagramas de cuerpo libre de carriles y vía en placa, (c) desplazamiento del revestimiento para un ángulo θ en la interfaz vía en placa revestimiento (Hussein et al., 2007)

En esta tesis doctoral, como se expone más adelante, han sido considerados en un único modelo todos los elementos que componen la vía para así poder tener en cuenta toda la geometría del problema de forma completa e integrada, en los modelos numéricos 2D.

La forma de introducir la carga ferroviaria, en modelos 2D donde sea considerada la geometría completa del problema, puede ser básicamente de 3 tipos:

- **Cargas verticales mediante fuerzas modelizadas como pulsos**

Algunos autores han considerado de esta forma la carga transmitida por el tren, como son los mencionados en los párrafos siguientes:

- K. Popp et al. (2003) consideran la carga de cada rueda como un pulso, donde la magnitud del pulso es la carga estática por rueda y actúa durante un intervalo de tiempo Δt , mientras que el valor nulo es considerado con una duración $4 \cdot \Delta t$, equivalente al tiempo de recorrido de la distancia entre ruedas. La carga es aplicada sobre la traviesa directamente, sin representar ni el carril ni el pad (ver figura 4.7).

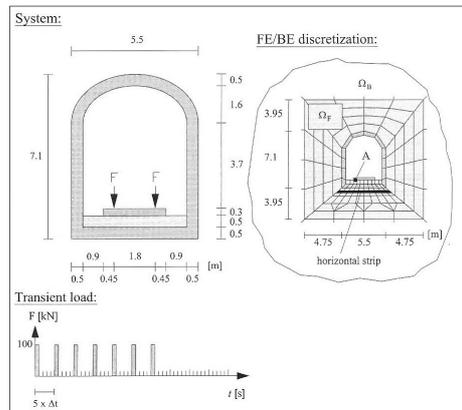


Figura 4.7. Discretización de un túnel en un espacio infinito (Popp et al., 2003)

- Reza et al. (2012) consideran la carga estática también como pulsos, pero donde la magnitud del pulso es la total por bogie, y no por rueda. El intervalo de tiempo durante el que es aplicada la carga depende obviamente de la velocidad del tren, que no es otro que el tiempo que tarda el tren en recorrer la distancia entre bogies. La carga es aplicada a un modelo 2D de elementos finitos aplicando la carga directamente sobre el revestimiento del túnel. Por efecto de la discretización temporal, la carga es transformada al dominio de la frecuencia y le es aplicada un filtro, eliminando las frecuencias superiores a 25 Hz. La carga resultante queda como se muestra en la siguiente figura. Es destacable que para $t=0$ s. el valor de la carga es máximo, es decir, el bogie está justo sobre la sección analizada en ese instante.

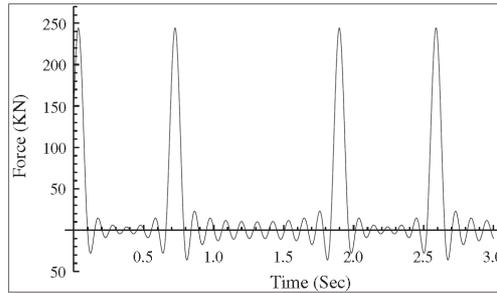


Figura 4.8. Carga dinámica del tren (Reza et al., 2012)

La carga anterior es aplicada directamente al revestimiento del túnel, en una modelización por elementos finitos mostrada en la siguiente figura.

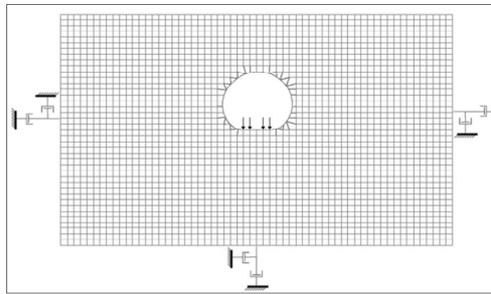


Figura 4.9. Modelo numérico para túnel del metro de Teherán (Reza et al., 2012)

Esta forma de modelización de carga ha sido descartada debido básicamente a que no representa el fenómeno real que se produce en una sección ferroviaria donde la carga que llega a los apoyos no es el peso estático de cada rueda sino una parte del mismo que depende básicamente de la rigidez vertical de la vía y de la velocidad del tren.

- **Cargas verticales mediante fuerzas (o tensiones) que varían en el tiempo en función del reparto de las mismas sobre los apoyos**

Son representadas según la siguiente figura.

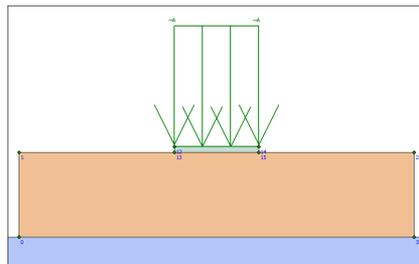


Figura 4.10. Tensión sobre pad en modelos 2D

Responden conceptualmente al hecho de que, debido a la rigidez del carril, antes de estar situada una rueda sobre un punto del mismo, el apoyo recibe parte de esa carga. De esta

forma es posible tener en cuenta el efecto que tiene en una sección cualquiera el aproximamiento del tren, siendo máximo cuando la rueda está situada justo en el citado punto o sección. De esta forma es posible esquematizar el reparto de cargas, según el método de Unold-Dischinger que considera el carril apoyado en una serie de apoyos elásticos equiespaciados o mediante los resultados obtenidos mediante modelos numéricos 3D estáticos. Esta forma de introducir la carga ferroviaria ha sido empleada por Gardien et al. (Gardien et al., 2003) que presentan un modelo numérico mediante software LS-DYNA y ANSYS de elementos finitos en el dominio del tiempo, donde la carga es introducida sobre la losa de la vía en placa (ver figura 4.11).

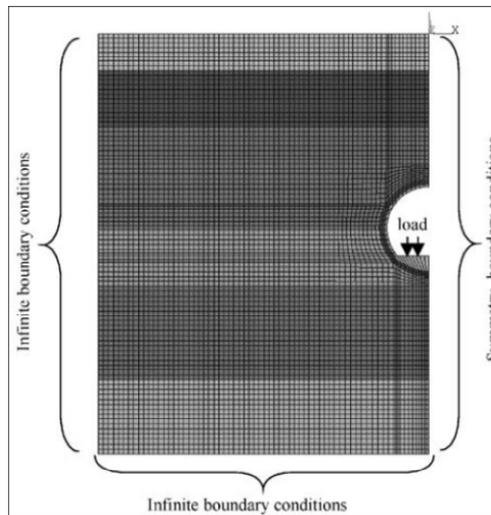


Figura 4.11. Modelo numérico para propagación (Gardien et al., 2003)

La carga es calculada desde un modelo estático de deflexión basada en modelo Timoshenko, con apoyo continuo de carril. La fuerza media resultante sobre la traviesa modelizada en función del tiempo es mostrada en la siguiente figura, que ha sido obtenida como el valor medio de carga transmitido en una longitud de influencia determinada.

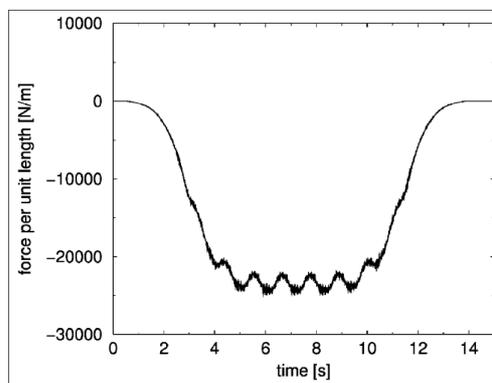


Figura 4.12. Gráfico fuerza-tiempo sobre traviesas (Gardien et al., 2003)

- **Cargas verticales mediante desplazamientos impuestos, que varían en el tiempo en función de los asientos en los apoyos**

No existen, a conocimiento del autor, estudios o modelos 2D donde haya sido introducida la fuerza como desplazamiento, determinando éste mediante modelos estáticos, bien analíticos (método de Unold-Dischinger) o numéricos (modelos de elementos finitos 3D). El concepto de este modelo es el mismo que el anterior pero aplicando desplazamientos al carril. Dado que PLAXIS ofrece la posibilidad de imponer desplazamientos en nodos determinados se han realizado modelizaciones mediante esta forma para comparar resultados, tanto en valores de aceleración, velocidad y desplazamiento. El esquema utilizado es el mostrado en la siguiente figura.

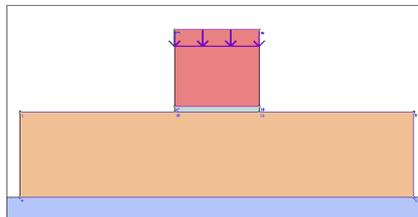


Figura 4.13. Desplazamientos dinámicos impuestos en modelos 2D

Para el análisis de sensibilidad y calibración del modelo numérico se ha empleado el tren serie 446 de RENFE al que corresponde el siguiente esquema geométrico y de cargas por rueda, que ha sido obtenido de Wefer (Wefer):

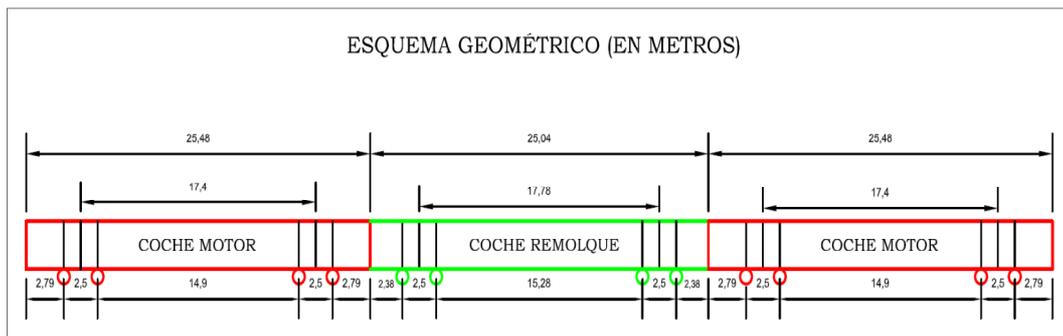


Figura 4.14. Esquema serie 446 de RENFE

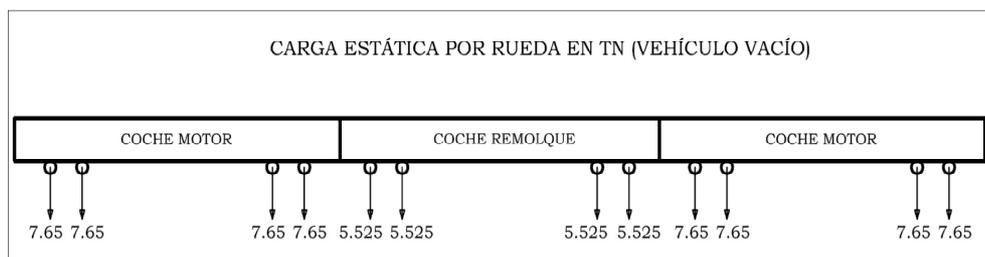


Figura 4.15. Carga estática por rueda de serie 446 de RENFE

4.5 MODELO 3D

El orden y esquema de este apartado es el siguiente:

- Con un modelo numérico estático 3D es calculada la tensión transmitida a cada apoyo así como el cálculo de asentos de diferentes puntos del modelo numérico. También son analizadas las tensiones tangenciales en diversos puntos del terreno. Con estos resultados es posible calcular el valor del parámetro λ del método de Unold-Dischinger y el valor de K_s de la formulación propuesta por Krylov.
- Mediante un modelo 3D dinámico es analizada la respuesta dinámica ante una carga puntual dinámica, estableciendo la comparación de una discretización rigurosa de la plataforma ferroviaria y una discretización simplificada de la misma más eficiente computacionalmente.

4.5.1 Descripción del caso teórico no real empleado

Para la realización de este apartado se ha empleado el siguiente modelo numérico de **un caso teórico no real** que es mostrado en las 2 figuras siguientes.

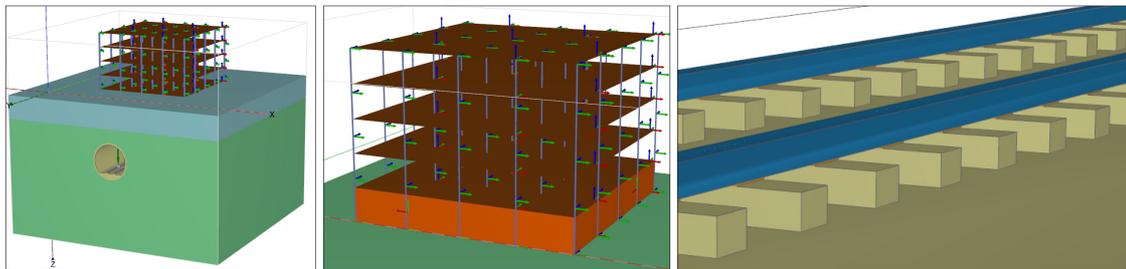


Figura 4.16. Modelo numérico 3D de caso teórico no real

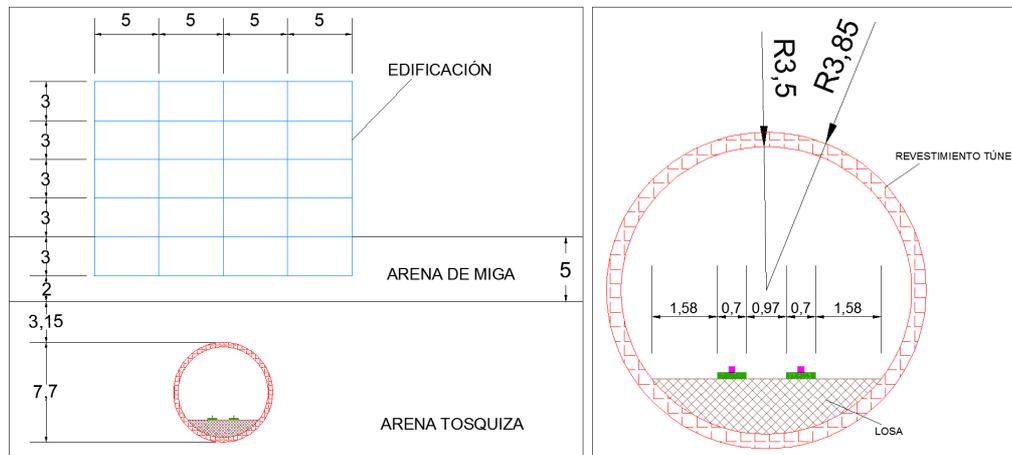


Figura 4.17. Esquema acotado general de caso teórico no real

Las dimensiones de la malla de la figura 4.16 son meramente estimativas, no corresponden a la malla empleada en cada caso de estudio. La zona sombreada en color naranja corresponde con los muros de sótano. Las dimensiones de la edificación en sentido transversal al plano de la figura anterior son 20 metros, con la misma cuadrícula de pilares que la mostrada en la figura 4.17. El detalle de carril, pad y apoyo en mostrado en la siguiente figura.

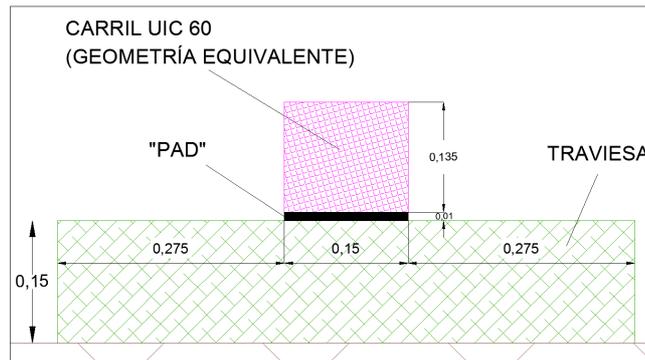


Figura 4.18. Detalle de carril, "pad" y traviesa para caso teórico no real

Además de estos parámetros geométricos y de disposición se detallan a continuación el resto de parámetros geotécnicos y estructurales que son fijos e idénticos en todas las modelizaciones realizadas, dentro de este capítulo de modelización numérica:

- **Perfil geológico.** Se han considerado dos tipos de suelos: arena de miga (más superficial) y arena tosquiza (supuesta indefinida en profundidad) según lo detallado en la figura 4.17.
- **Parámetros geotécnicos del suelo.** En todas las modelizaciones de este apartado se ha empleado un modelo de comportamiento tipo Mohr-Coulomb con los parámetros geotécnicos recogidos en la tabla 4.1, cuyos valores han sido estimados según lo expuesto por Rodríguez Ortiz (2000) y Oteo et al. (2003).

Tabla 4.1. Parámetros geotécnicos del terreno para caso teórico no real

	ARENA DE MIGA	ARENA TOSQUIZA
Tipo comportamiento	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
γ_{ap} (kN/m³)	20	20.5
E (kN/m²)	6*10 ⁴	8*10 ⁴
ν	0.3	0.3
ϕ'	35°	33°
c' (kN/m²)	5	10
IP	12	17
Ko	0.426	0.455

Cabe mencionar que en este apartado se ha considerado ausencia de nivel freático.

- **Elementos de la vía.** Todos los elementos de la vía se han considerado como volúmenes con su dimensión real, excepto el carril que ha sido considerado también como volumen pero de forma rectangular con características inerciales iguales al carril UIC-60, que han sido tomadas de Esveld (2001). Las propiedades de los elementos de la vía son mostradas en la siguiente tabla.

Tabla 4.2. Características de elementos de la vía y túnel para caso teórico no real

	CARRIL	PAD	TRAVIESA	LOSA	TÚNEL
Tipo comportamiento	Elástico-lineal	Elástico-Lineal	Elástico-Lineal	Elástico-Lineal	Elástico-Lineal
Dimensiones (m)	0.15*0.135* "infinito"	0.15*0.01*0.2	0.7*0.15*0.2	"variable"	-
Espesor (m)	-	-	-	-	0.35
γ (kN/m³)	29.63*	9.5	25	25	25
E (kN/m²)	210*10 ⁶	16.66*10 ³ (K _{din} =50 kN/mm)	30*10 ⁶	30*10 ⁶	30*10 ⁶
ν	0.3	0	0.2	0.2	0.2

*El peso específico del acero es 78.5 kN/m³ pero se ha tomado el valor marcado dado que se ha considerado una sección rectangular del carril. De esta forma, el peso equivalente es 60 kg/m, que es el peso del carril UIC-60.

El carril considerado es UIC-60, la distancia entre traviesas 60 cm y el ancho de vía 1668 mm (ancho ibérico excepto en líneas de AVE).

- **Edificación.** Ha sido representada con elementos placa (forjados, muros de sótano y losas de cimentación) y elementos viga (para pilares) con las propiedades mostradas en la tabla 4.3.

Tabla 4.3. Características de la edificación para caso teórico no real

	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)	0.4	-	0.4
Dimensiones (m)	-	0.4*0.4	-
E (kN/m²)	30*10 ⁶	30*10 ⁶	30*10 ⁶
ν	0.2	-	0.2
G (kN/m²)	12.5*10 ⁶	-	12.5*10 ⁶
I (m⁴)	-	2.133*10 ⁻³	-

El autor es consciente que la vía elegida es poco "real" debido a la falta de un nivel elástico pero se ha optado por ésta para que el uso de mantas elásticas o elastómeros bajo traviesa

no afecten a los resultados numéricos obtenidos. El objeto de este capítulo y el siguiente es únicamente analizar la influencia de ciertos aspectos numéricos y geotécnicos y la correlación entre modelos 2D y 3D, sin ninguna pretensión en cuanto a valores reales de vibraciones.

4.5.2 Modelo 3D estático

Las dimensiones del modelo empleado son: 40*41*30 metros (eje X, Y y Z respectivamente). En la siguiente figura se muestra la malla de elementos finitos empleada.

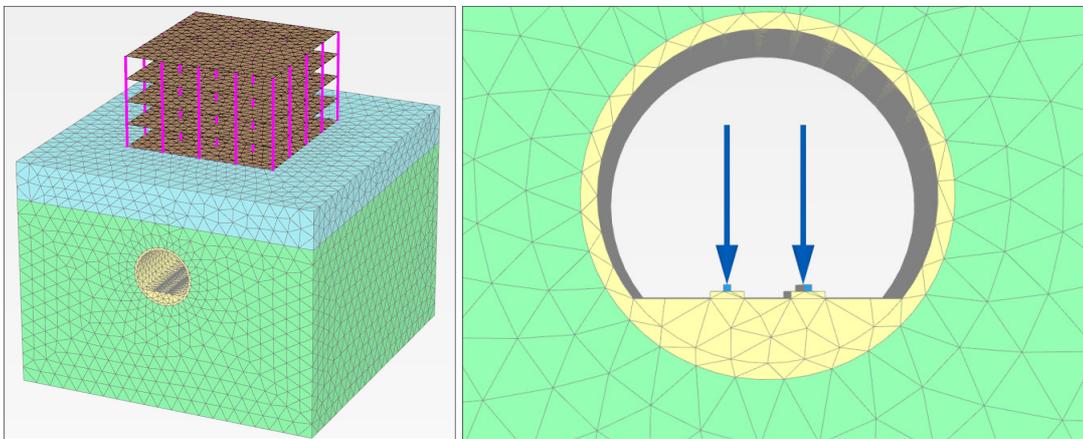


Figura 4.19. Malla de elementos finitos para modelo 3D estático para caso teórico no real

Aplicando 2 cargas de 76.5 kN sobre el carril (una por cada carril) justo encima de un apoyo del mismo, se obtienen los siguientes resultados asientos en carril:

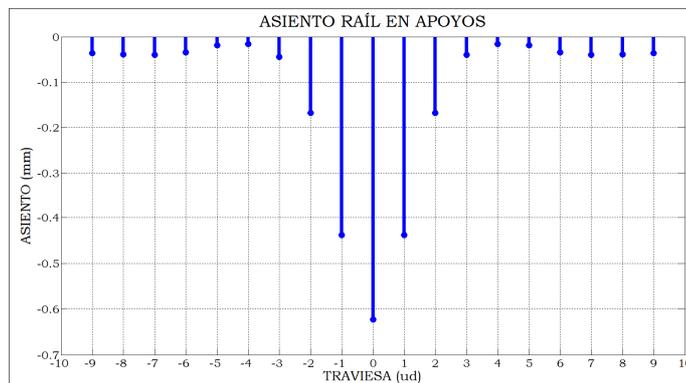


Figura 4.20. Asientos verticales en carril en modelo estático 3 caso teórico no real

Para mostrar los resultados de desplazamientos, tensiones y deformaciones obtenidos en diferentes puntos del modelo numérico hay que aclarar que todos son tomados en el plano $y=20.5$ (centro del modelo), para poder comparar más adelante con la modelización

2D. Los puntos de control son los mostrados en las figuras 4.21 y 4.22.

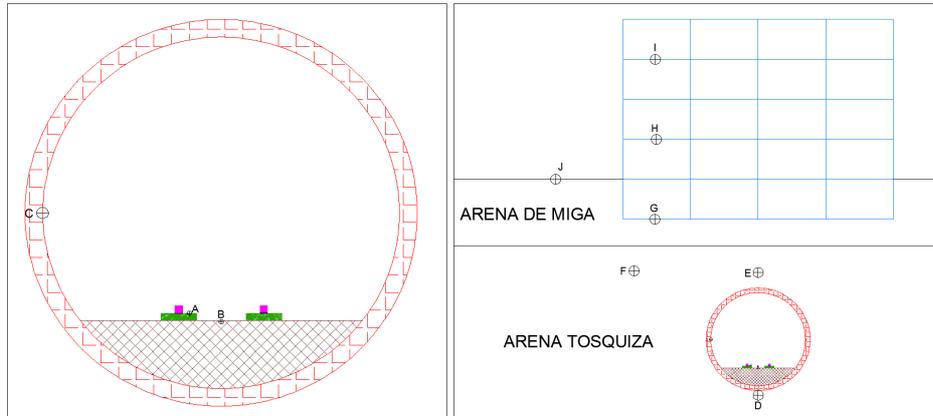


Figura 4.21. Puntos de control para desplazamientos en túnel

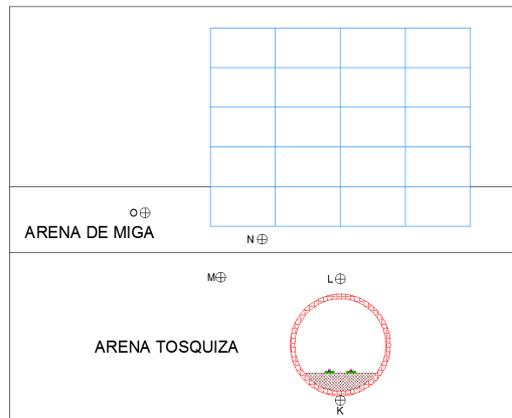


Figura 4.22. Puntos de control para tensiones y deformaciones en terreno

Los asentos y deformaciones angulares máximas encontrados en diferentes puntos son los recogidos en las tablas 4.4 y 4.5 respectivamente.

Tabla 4.4. Asientos en puntos de control en caso teórico no real 3D

PUNTO DE CONTROL	ASIENTO (mm)
A (travesía)	0.052
B (losa)	0.051
C (hastial revestimiento)	0.035
D (arena tosquiza bajo túnel)	0.048
E (arena tosquiza sobre túnel)	0.021
F (arena tosquiza)	0.018
G (sótano edificación)	0.018
H (1ª planta edificación)	0.018
I (3ª planta edificación)	0.018
J (arena de miga en superficie libre)	0.011

Tabla 4.5. Deformaciones tangenciales en el terreno para caso teórico no real 3D

PUNTO DE CONTROL	MÁXIMA DEFORMACIÓN TANGENCIAL
K (arena tosquiza bajo túnel)	$0.127 \cdot 10^{-6}$
L (arena tosquiza sobre túnel)	$0.042 \cdot 10^{-6}$
M (arena tosquiza)	$2.077 \cdot 10^{-6}$
N (arena de miga bajo edificación)	$1.740 \cdot 10^{-6}$
O (arena de miga)	$0.601 \cdot 10^{-6}$

Para evitar errores numéricos por tamaño de elementos se ha realizado una modelización numérica con tamaño de elementos más pequeños que en la modelización anterior, sobre todo en el revestimiento del túnel. En la siguiente figura es mostrada la malla de elementos finitos con discretización más fina.

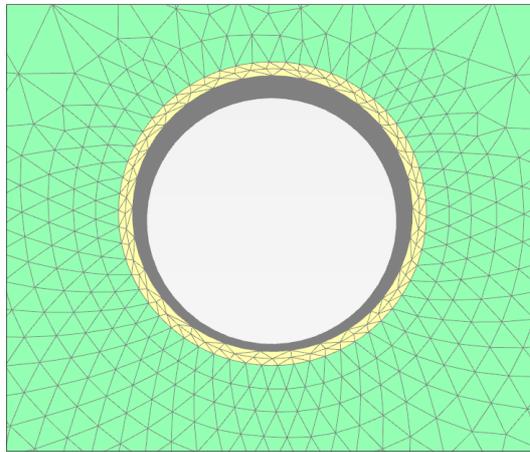


Figura 4.23. Detalle malla de elementos finitos en revestimiento de túnel con discretización más fina

Los resultados obtenidos han sido idénticos con lo que el empleo de un solo elemento en el revestimiento del túnel es suficiente, al menos en análisis estáticos y con espesor de revestimiento moderado. Para análisis dinámicos, el uso de varios elementos en el revestimiento será analizado en las modelizaciones dinámicas realizadas en 2D.

Como comprobación de los resultados numéricos anteriores es posible usar el método de Unold-Dischinger. El valor de λ resulta ser 0.62. Con este valor, los asientos del carril en los apoyos comparados con los obtenidos en la modelización numérica son los siguientes:

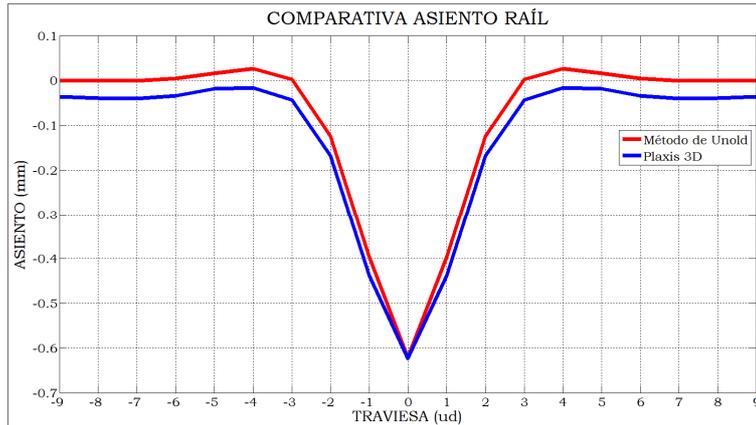


Figura 4.24. Comparativa asiento con PLAXIS 3D y método de Unold-Dischinger

En la siguiente figura también se comparan las fuerzas transmitidas a los apoyos:

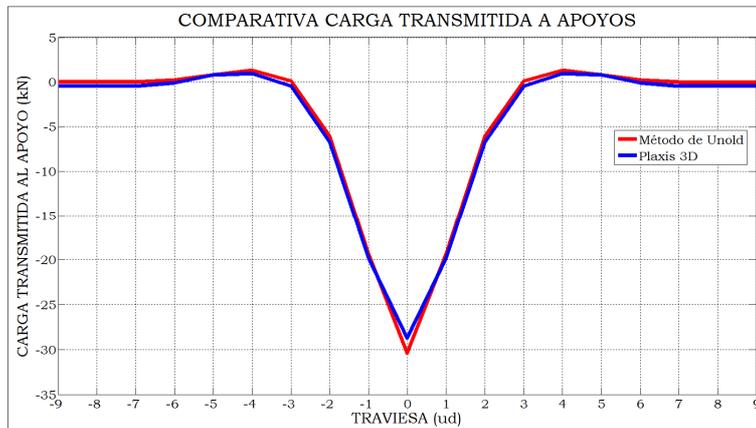


Figura 4.25. Comparativa carga transmitida a los apoyos con PLAXIS 3D y método de Unold-Dischinger

Cuando la rueda se encuentra situada en el centro de un vano el asiento es 0.63954 mm. Así, la diferencia de asientos encontrada entre los dos casos es de $0.63954 - 0.623 = 0.0165$ mm, cuyo valor es empleado para el cálculo del esfuerzo dinámico provocado por el paso por traviesas.

La rigidez vertical global de la vía se puede calcular según el siguiente esquema:

$$K_{\text{global1}} = 76.5 \text{ kN} / 0.63954 \text{ mm} = 119.61 \text{ kN/mm}$$

$$K_{\text{global2}} = 76.5 \text{ kN} / 0.623 \text{ mm} = 122.79 \text{ kN/mm}$$

$$K_{\text{globalmedia}} = (119.61 + 122.79) / 2 = 121.2 \text{ kN/mm}$$

Sabiendo que la rigidez del contacto hertziano (contacto rueda-carril) es 1040 kN/mm (Melis, 2008), la rigidez del muelle equivalente viene dada por la siguiente expresión:

$$\frac{1}{k_{total}} = \frac{1}{121.2} + \frac{1}{1040}$$

Donde resulta una rigidez total dada en la siguiente expresión:

$$k_{total} = 108.55 \text{ kN/mm} = 108.55 \cdot 10^6 \text{ N/m}$$

4.5.3 Modelo dinámico 3D simplificado

Tal y como se ha expuesto en el apartado 3.4.2 el estudio de las vibraciones ferroviarias en el dominio del tiempo resulta poco eficiente computacionalmente. Para su mejora es posible realizar algunas simplificaciones en el modelo numérico. Una posibilidad es eliminar elementos de la plataforma ferroviaria que impliquen o impongan un paso de tiempo de cálculo muy pequeño. Es el carril el elemento que determina el paso de tiempo de cálculo. En las modelizaciones estáticas anteriores se ha empleado un tamaño de elemento de carril de dimensión más pequeña 0.135 m. Sabiendo que la velocidad de las ondas P en este elemento es 9760 m/s, resulta un paso de tiempo de valor $0.135/9760 = 1.4 \cdot 10^{-5}$ s. Realizar un modelo numérico 3D riguroso representando explícitamente el carril implicaría que para un modelo de tamaño medio el tiempo de cálculo sería aproximadamente de 90 horas por 1 s. de tiempo dinámico. Esto provocaría que para el estudio de un solo bogie circulando a 60 km/h el tiempo de cálculo podría llegar a ser aproximadamente de 12 días. Es lógico afirmar que realizar estudios numéricos donde el tiempo de cálculo sea 12 días carece de cualquier sentido, debido a su poca utilidad práctica. Para mejorar esto es posible eliminar elementos de la vía y aplicar las cargas dinámicas resultantes sobre los elementos representados.

Eliminando el carril y aplicando sobre el pad la tensión transmitida por el carril y la rueda sería posible realizar un modelo numérico donde el paso de tiempo sería $5.5 \cdot 10^{-5}$ s., implicando un tiempo de cálculo de 27 horas por 1 s. de tiempo dinámico. El problema de este tipo de modelo numérico es que existen muchos elementos de dimensión muy pequeña (pad) respecto a las dimensiones totales del modelo, pudiendo provocar problemas en la generación de la malla de elementos finitos, al menos con el software PLAXIS 3D.

Otra opción es eliminar la traviesa y el pad y aplicar las tensiones correspondientes en la base de cada traviesa. Con esto sería posible mejorar el paso de tiempo de cálculo que variaría en función del tamaño más pequeño del elemento en el revestimiento del túnel. En el modelo 3D estático anterior el espesor del revestimiento es 0.35 m. De esta forma el paso de tiempo de cálculo varía según el número de elementos que sean considerados

para modelizar el revestimiento. En la siguiente tabla se calcula dicho paso de tiempo en función de los elementos considerados en el revestimiento.

Tabla 4.6. Paso de tiempo de cálculo en función del número de elementos en el revestimiento

NÚMERO DE ELEMENTOS EN REVESTIMIENTO	PASO DE TIEMPO DE CÁLCULO (s)
1 (tamaño de elemento 0.35 m)	10^{-4}
2 (tamaño de elemento 0.175 m)	$4.8 \cdot 10^{-5}$
3 (tamaño de elemento 0.12 m)	$3.3 \cdot 10^{-5}$

Por los motivos anteriores ha sido estudiada la respuesta dinámica del modelo numérico riguroso (con carril) y un modelo numérico simplificado sin la modelización explícita de carril, pad y traviesa. El modelo numérico empleado para las modelizaciones es el mismo que el empleado en el punto 4.5.2, donde ha sido considerado en el revestimiento sólo un elemento. A esto hay que aclarar que la influencia del número de elementos en el revestimiento es estudiada en modelos 2D dinámicos que son realizados en el apartado 4.7.4. Además, esta simplificación ha sido empleada por Galvín (2007), aunque en ese caso es analizada la respuesta de trenes de alta velocidad en superficie en vía sobre balasto, obteniendo unos resultados numéricos acordes con los medidos experimentalmente.

Con esto se ha analizado la respuesta dinámica ante una carga puntual dinámica que es representada en la siguiente figura.

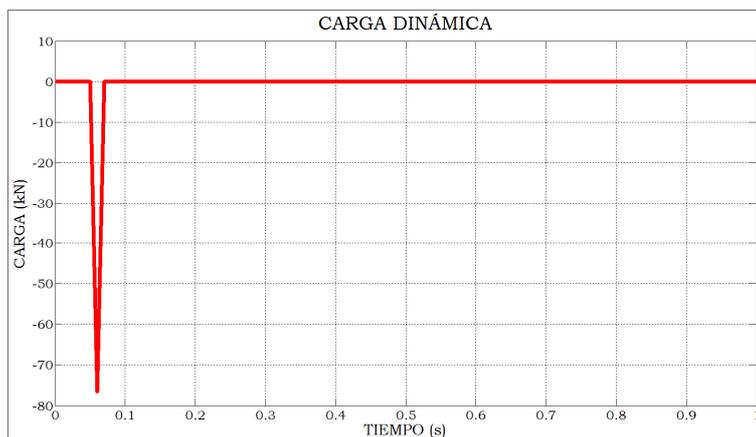


Figura 4.26. Carga dinámica para estudio de modelo 3D eficaz computacionalmente

En el modelo riguroso la carga está situada en el centro del modelo y en el modelo simplificado se ha aplicado sobre la base de cada traviesa la tensión transmitida que ha sido calculada mediante el modelo 3D estático del apartado 4.5.2. Se han considerado 9 apoyos a cada lado de la traviesa cargada directamente. Las tensiones aplicadas son las siguientes:

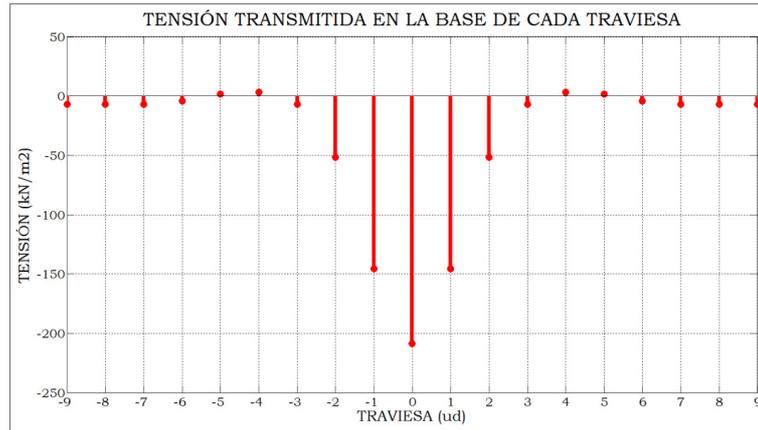


Figura 4.27. Tensión transmitida en la base de cada traviesa

Para comparar los resultados se han realizado 2 modelizaciones, 1 con el modelo riguroso y otra con el modelo simplificado. Los puntos del modelo para la comparación son los mostrados en las figuras 4.21 y 4.22. Para la comparación se ha considerado amortiguamiento en los materiales, que es recogido en la siguiente tabla.

Tabla 4.7. Valores de los coeficientes de amortiguamiento Rayleigh para caso teórico no real

	AMORTIGUAMIENTO (%)	RANGO DE FRECUENCIAS (Hz)	COEFICIENTES AMORTIGUAMIENTO RAYLEIGH	
			α	β
CARRIL	0.5	0.5-50	0.0311	0.00003152
HORMIGÓN (TRAVIESA, LOSA Y REVESTIMIENTO)	0.5	0.5-50	0.0311	0.00003152
ARENA DE MIGA	2	0.5-50	0.1244	0.000126
ARENA TOSQUIZA	2	0.5-50	0.1244	0.000126
PAD	10	0.5-50	0.622	0.000630
EDIFICACIÓN	0	-	0	0

Los valores de amortiguamiento (%) en carril y hormigón se han obtenido según lo expuesto por Thompson (2009). En el terreno han sido estimados según Ishibashi et al. (1993) en base a las deformaciones tangenciales máximas y en el pad ha sido considerado según lo expuesto por Maes et al. (2006) y Thompson et al. (1997). Estos valores, los cuales serán analizados en profundidad en el capítulo 5, sólo han sido considerados con esa magnitud con el objeto de comparar 2 modelizaciones numéricas para establecer la relación entre ambas. No obstante, los valores se consideran en consonancia a lo expuesto en la literatura técnica. En la edificación no se ha considerado amortiguamiento cuya influencia es estudiada en las modelizaciones numéricas realizadas en 2D. Los resultados obtenidos son mostrados en las siguientes figuras.

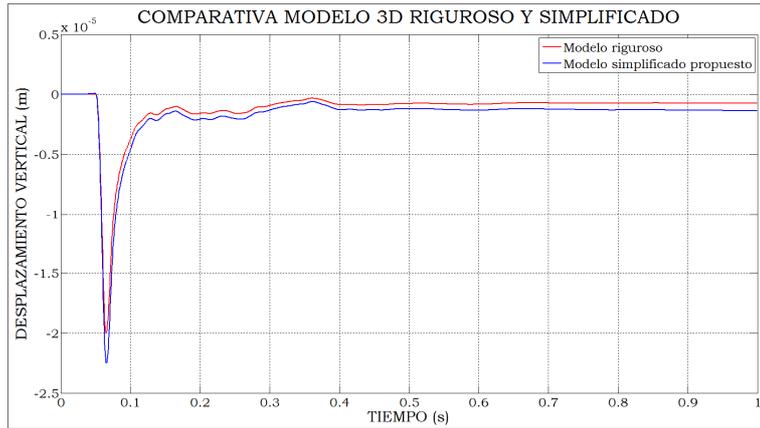


Figura 4.28. Comparativa desplazamiento vertical en losa modelo riguroso y simplificado 3D

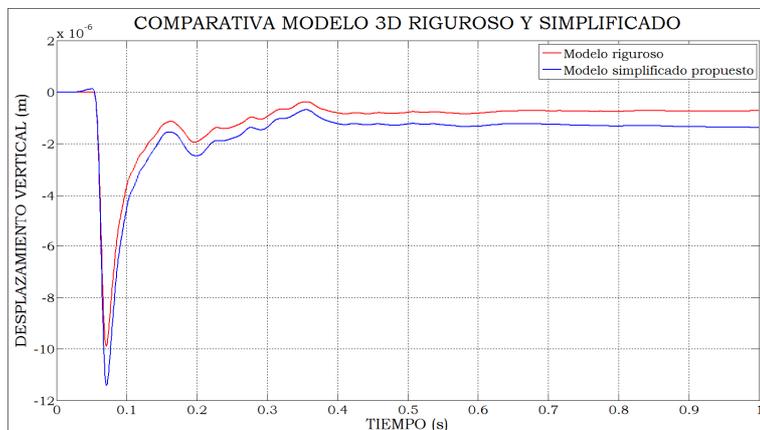


Figura 4.29. Comparativa desplazamiento vertical en hastial modelo riguroso y simplificado 3D

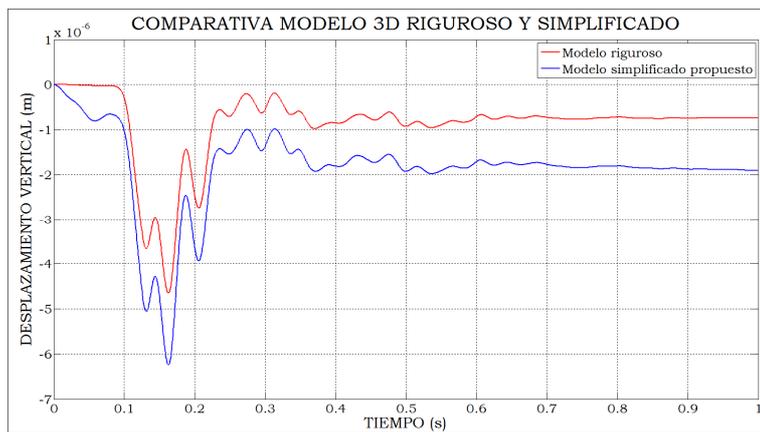


Figura 4.30. Comparativa desplazamiento vertical en 1ª planta edificación modelo riguroso y simplificado 3D

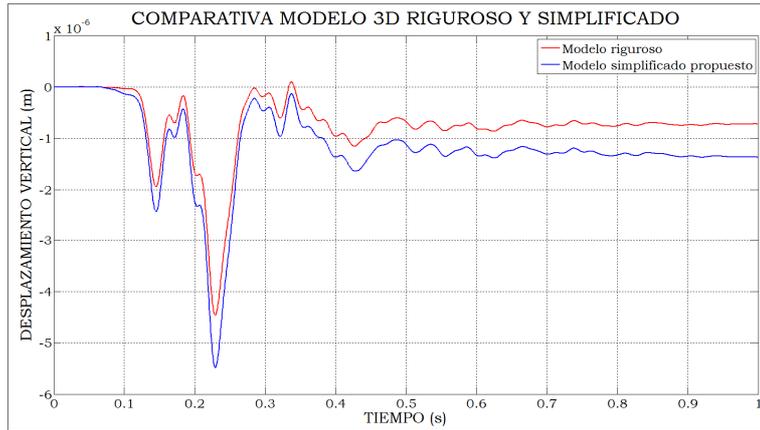


Figura 4.31. Comparativa desplazamiento vertical en superficie libre modelo riguroso y simplificado 3D

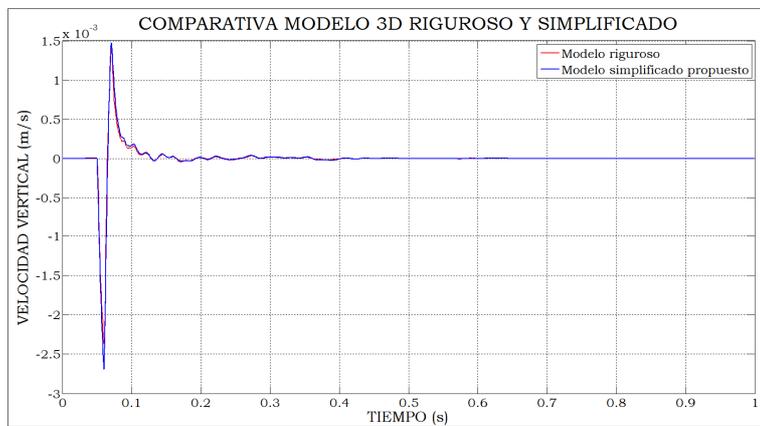


Figura 4.32. Comparativa velocidad vertical en losa modelo riguroso y simplificado 3D

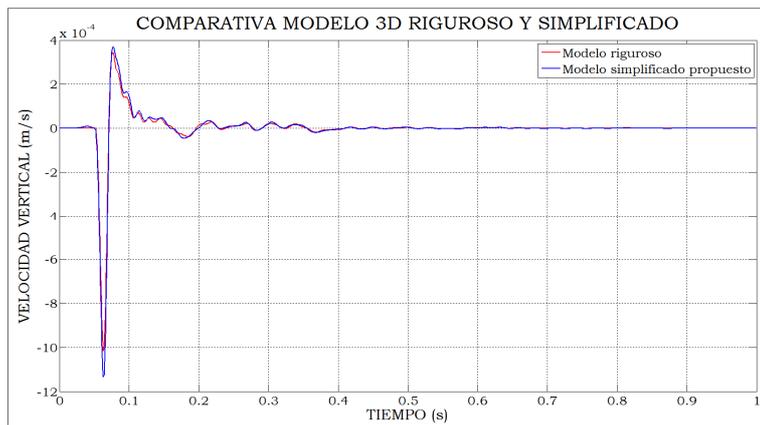


Figura 4.33. Comparativa velocidad vertical en hastial modelo riguroso y simplificado 3D

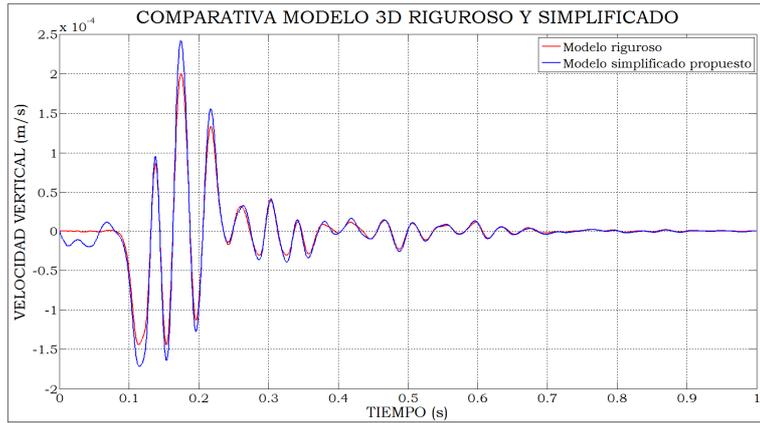


Figura 4.34. Comparativa velocidad vertical en 1ª planta edificación modelo riguroso y simplificado 3D

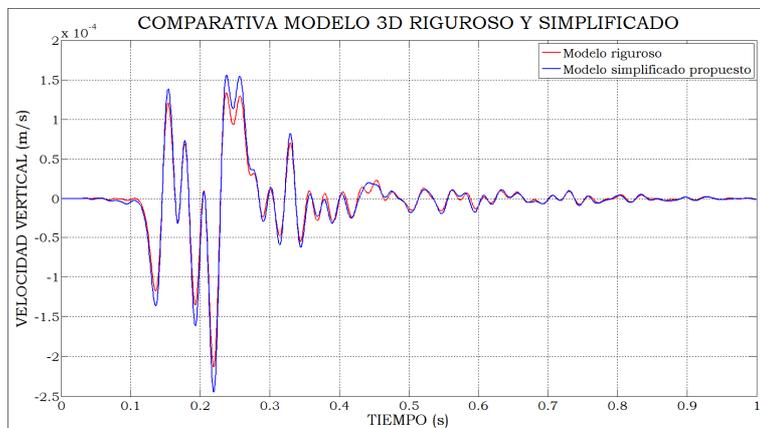


Figura 4.35. Comparativa velocidad vertical en superficie libre modelo riguroso y simplificado 3D

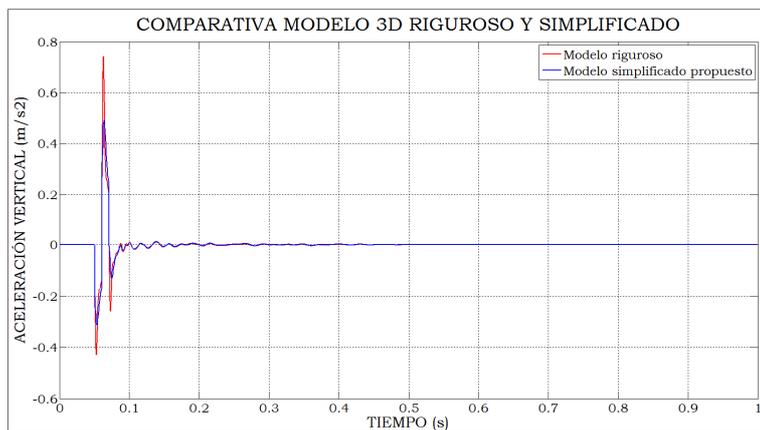


Figura 4.36. Comparativa aceleración vertical en losa modelo riguroso y simplificado 3D

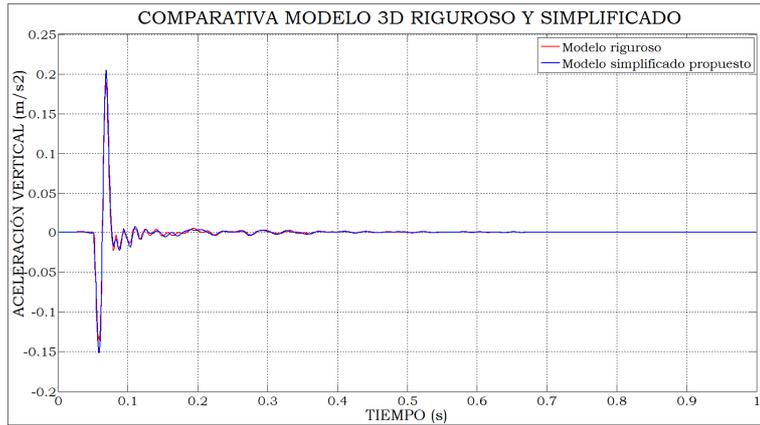


Figura 4.37. Comparativa aceleración vertical en hastial modelo riguroso y simplificado 3D

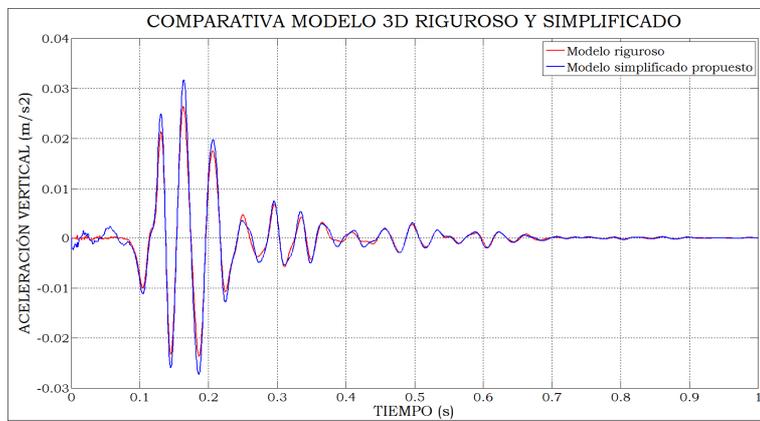


Figura 4.38. Comparativa aceleración vertical en 1ª planta edificación modelo riguroso y simplificado 3D

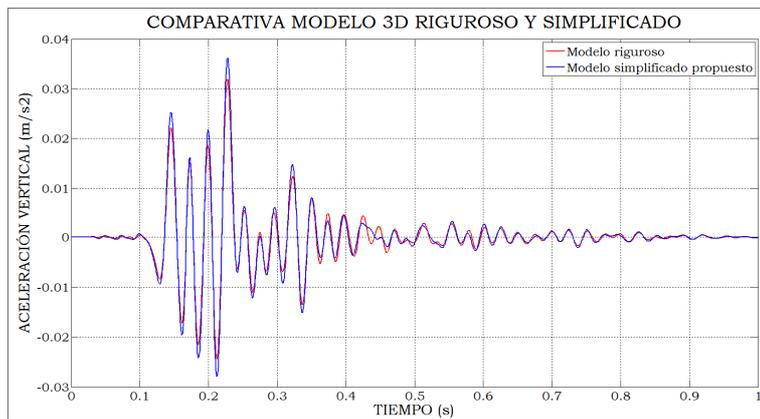


Figura 4.39. Comparativa aceleración vertical en superficie libre modelo riguroso y simplificado 3D

De los resultados anteriores puede concluirse que:

- **La respuesta dinámica ante una carga puntual en un modelo riguroso 3D (incluyendo carril, pad y traviesa) y un modelo simplificado 3D (sin carril, pad y traviesa) es bastante similar en todos los puntos de control considerados.**

- **Con esto es posible afirmar que la respuesta dinámica generada por el paso ferroviario en túneles puede estudiarse, sin una pérdida importante de precisión, simplificando el modelo numérico 3D empleado, provocando así una reducción en el tiempo de cálculo muy considerable, haciendo “viables” los análisis numéricos en el dominio del tiempo.**
- **Para analizar la respuesta generada por el paso ferroviario es posible realizar la modelización numérica simplificada propuesta sin más que aplicar en la base de cada traviesa la señal dinámica provocada por cada rueda que puede ser deducida del análisis estático numérico realizado anteriormente, del método de Unold o bien mediante la formulación propuesta por Krylov (1995b), que es mostrada en el siguiente apartado.**

4.5.4 Modelo de carga ferroviaria en modelos 3D

Una vez obtenidas las tensiones que son transmitidas en la base de cada traviesa (bien con el modelo numérico o con el método de Unold) es posible convertir esas tensiones estáticas en dinámicas, sin más que ir variando linealmente la carga que llega a cada apoyo en función del tiempo. Este método, que puede parecer poco preciso o riguroso, es comparado con el método propuesto por Krylov (1995b), donde son consideradas las fuerzas de inercia, es decir, responde a un modelo dinámico, para comprobar su validez. De esta forma, considerando una velocidad de 60 km/h y que la tensión es despreciable a partir de la 10ª traviesa, la tensión dinámica transmitida a la base de una traviesa para una rueda aislada del coche motor del tren serie 446 de RENFE es la siguiente:

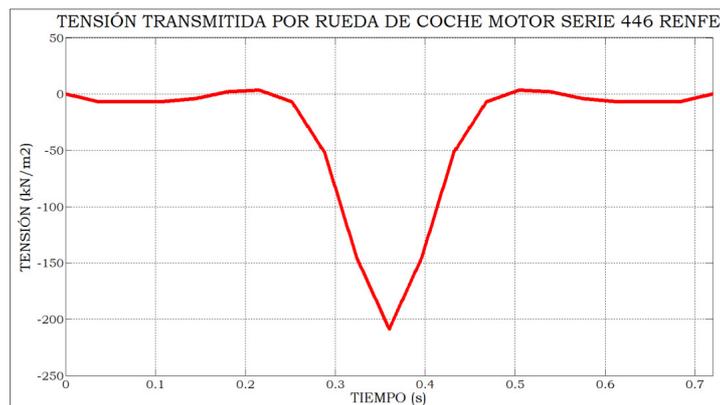


Figura 4.40. Tensión dinámica transmitida por una traviesa para 1 rueda

Según la formulación propuesta por Krylov (1995b), la carga transmitida por una traviesa es dada por la siguiente expresión:

$$P(t) = \frac{T}{N_{eff}^{st}} \frac{w(vt)}{w_{max}^{st}} \quad (4.2)$$

Siendo N_{eff}^{st} el número de traviesas necesario para soportar la carga T (peso de un eje o 1 rueda) si todas las traviesas soportaran la carga correspondiente a la deformación máxima del carril.

$$N_{eff}^{st} = \frac{2y_0^{st}}{\pi d} \quad (4.3)$$

donde

$$y_0^{st} = \pi\beta \quad (4.4)$$

y d es la distancia entre traviesas.

En la formulación dada por Krylov (1995b) el carril es considerado como una viga Euler-Bernouilli sin amortiguamiento. En la dinámica ferroviaria la consideración del carril como viga Euler-Bernouilli es suficiente si las longitudes de onda de las irregularidades del carril son grandes mientras que cuando éstas son pequeñas es preferible el uso de la viga Timoshenko para tener en cuenta las deformaciones por cortante (Thompson, 2009).

El desplazamiento del carril viene dado por la siguiente expresión:

$$w(y - vt) = \frac{T}{8EI\beta^3\delta} e^{(-\beta\delta|y-vt|)} \left(\cos \beta\eta|y - vt| + \frac{\delta}{\eta} \sin \beta\eta|y - vt| \right) \quad (4.5)$$

Donde

$$\beta = \left(\frac{k_s}{EI} \right)^{0.25} \quad (4.6)$$

$$\delta = [1 - (v/c_{min})^2]^{0.25} \quad (4.7)$$

$$\eta = [1 + (v/c_{min})^2]^{0.25} \quad (4.8)$$

$$c_{min} = \left(\frac{4k_s EI}{m^2} \right)^{0.25} \quad (4.9)$$

Donde c_{min} es la velocidad de las ondas en la vía y k_s es la rigidez del sistema suelo-balasto. Ajustando el valor de k_s para encontrar el mismo asiento máximo del carril (en este caso no real no existe balasto al ser una vía en placa), la tensión y el asiento comparado entre el modelo propuesto y la formulación dada por Krylov es la siguiente:

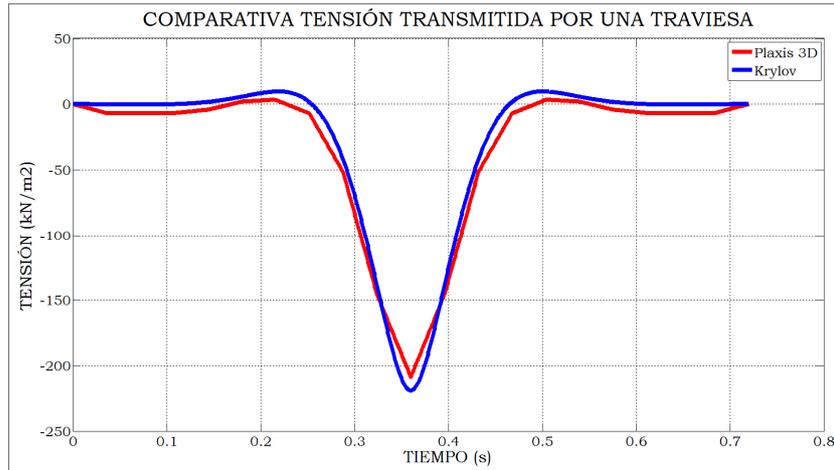


Figura 4.41. Comparativa tensión dinámica transmitida por una traviesa para 1 rueda

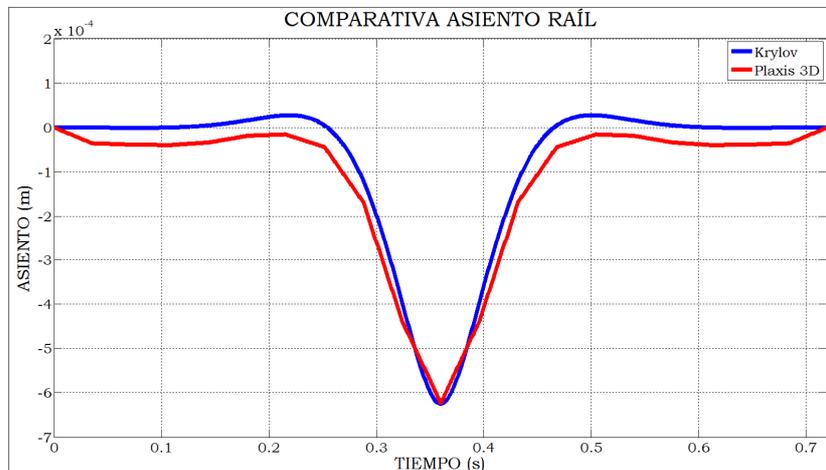


Figura 4.42. Comparativa asiento en carril para 1 rueda

Sabiendo que el modelo propuesto es válido para 1 rueda y para el rango de medias-bajas frecuencias, con la hipótesis de comportamiento elástico lineal en los elementos de la vía, es inmediato calcular la tensión transmitida por una traviesa ante el paso ferroviario del tren serie 446 de RENFE sin más que aplicar el principio de superposición. Para tener en cuenta el esfuerzo dinámico generado por el paso entre traviesas es aplicado lo expuesto en el apartado 3.3.3. De esta forma y mediante un sencillo modelo de 1 masa y resolviendo por diferencias finitas o mediante la transformada de Laplace es calculado dicho efecto. Los datos necesarios para el modelo son la rigidez equivalente, que ha sido calculada en el apartado 4.5.2 y de valor $108.55 \cdot 10^6$ N/m, la masa de la rueda que es igual a 750 kg y la diferencia de asiento del carril cuando la rueda está situado en el centro de un vano y sobre una traviesa que es 0.0165 mm. De esta forma, el perfil del carril es considerado como una senoide mostrada en la siguiente figura.

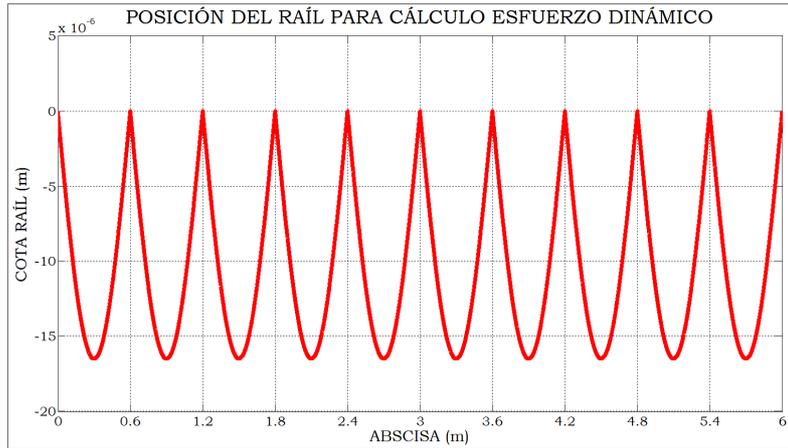


Figura 4.43. Posición teórica del carril para cálculo de esfuerzo dinámico

La ecuación de la posición del carril en función del tiempo y para una velocidad del tren de 60 km/h es dada por la siguiente expresión:

$$z = -1.65 * 10^{-5} * \left| \text{seno} \left(\frac{\pi * t * 16.666}{0.6} \right) \right| \quad (4.10)$$

El esfuerzo dinámico más el estático provocado por una rueda es mostrado en la siguiente figura.

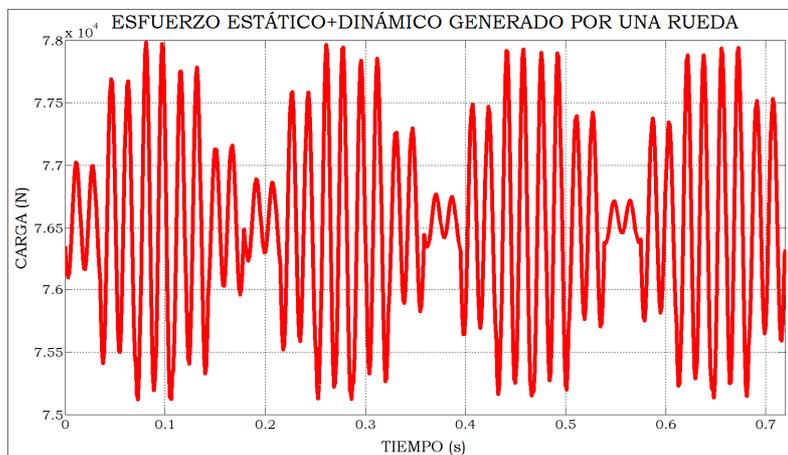


Figura 4.44. Esfuerzo estático+dinámico generado por 1 rueda

En la gráfica anterior se observa la poca influencia que tiene en este caso la consideración del esfuerzo dinámico provocado por el paso por traviesas, provocando que el esfuerzo total sea sólo un 1.96% mayor que el esfuerzo estático. **De hecho, el esfuerzo dinámico generado por el paso entre traviesas suele ser muy pequeño en cualquier caso analizado, siempre y cuando la velocidad del tren no sea cercana a las propias del sistema.** En la siguiente figura son mostrados los picos máximos del esfuerzo total en función de la velocidad del tren.

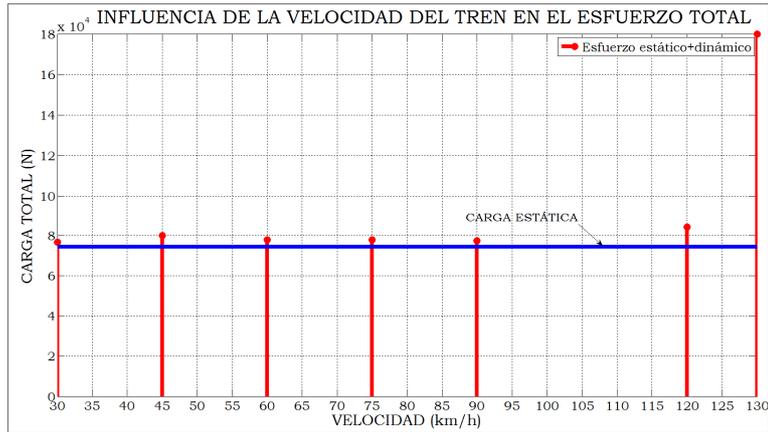


Figura 4.45. Influencia de la velocidad del tren en el esfuerzo total transmitido por 1 rueda

Es destacable resaltar que hasta una velocidad de 90 km/h el esfuerzo dinámico tiene poca influencia (2%) en el esfuerzo total, pero a partir de una velocidad de 120 km/h ya representa el 10% del esfuerzo total, alcanzándose prácticamente la resonancia a una velocidad de 130 km/h. De hecho es posible calcular la velocidad del tren que produciría resonancia, sin más que tener en cuenta lo siguiente:

$$w = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{108550000}{750}} = 380,44 \frac{rad}{s} = 60,58 Hz$$

Relacionando la longitud de onda con la frecuencia es posible calcular la velocidad del tren a la que se produciría el fenómeno de resonancia:

$$v = \lambda \cdot f = 0.6 \cdot 60,58 = 36,35 \frac{m}{s} = 130,85 km/h$$

Así, corrigiendo los valores de la carga transmitida por cada traviesa, la tensión resultante sería la siguiente:

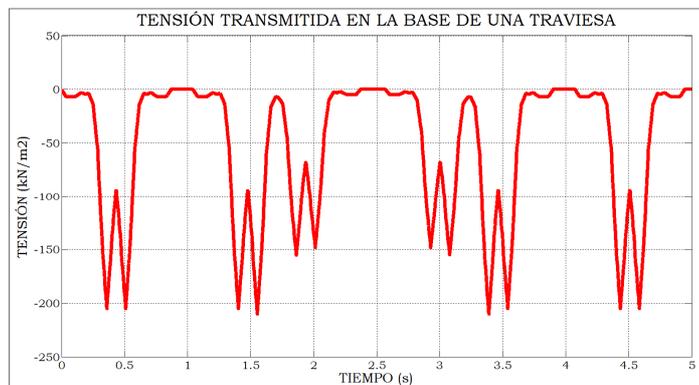


Figura 4.46. Tensión dinámica transmitida por una traviesa para tren completo serie 446 RENFE a 60 km/h considerando esfuerzo dinámico

Que en este caso es prácticamente la misma que sin la consideración de esfuerzo dinámico, aunque en esta tesis doctoral ha sido considerado éste para representar de forma más rigurosa la carga transmitida a la plataforma ferroviaria. En el dominio de la frecuencia la señal dinámica anterior es la siguiente:



Figura 4.47. Frecuencias principales de la tensión dinámica transmitida por una traviesa para tren completo serie 446 RENFE a 60 km/h considerando esfuerzo dinámico

En la figura anterior se observa que la frecuencia dominante es $f=0$ Hz que corresponde a la carga estática. Además se observan como frecuencias principales las siguientes: 0.8, 2, 4.8, 6 y 6.6 Hz, que corresponden al paso de los ejes: 1.09, 1.12 y 6.67 Hz y al paso de los bogies: 0.95 y 2.17 Hz. En modelos 3D será aplicada en la base de cada traviesa la señal dinámica anterior pero desplazando la señal en el tiempo en función de la velocidad del tren y de la separación de las traviesas.

4.6 MODELO 2D: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN CON MODELOS 3D

El objeto de este apartado es comparar tanto en estático como en dinámico la relación existente entre modelos 2D y los 3D realizados anteriormente. Para tal fin se ha empleado el mismo modelo numérico anterior del caso teórico no real pero en 2D. El esquema del modelo numérico 2D empleado es el mostrado en las 2 figuras siguientes.

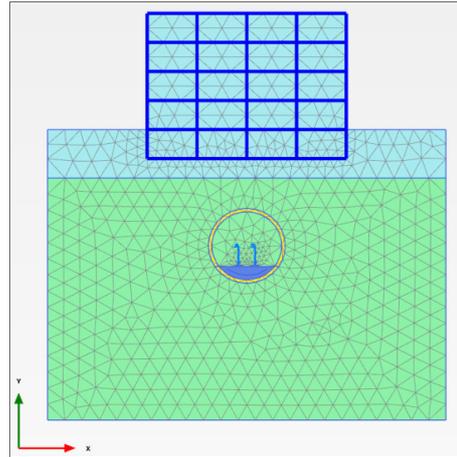


Figura 4.48. Malla de elementos finitos para modelo 2D estático para caso teórico no real

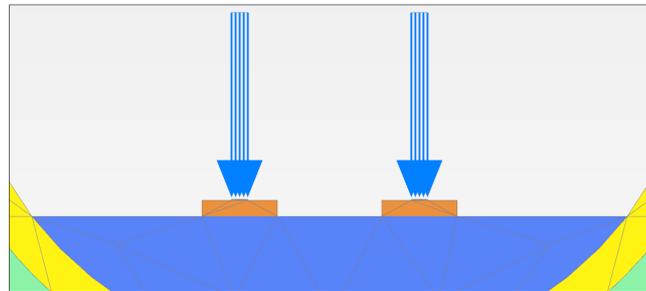


Figura 4.49. Detalle modelización tensión sobre pad en modelo 2D para caso teórico no real

4.6.1 Modelo 2D estático

Según los resultados estáticos obtenidos con los modelos 3D es aplicada sobre el pad la tensión que llega al apoyo. Cuando la rueda está situada sobre una traviesa la fuerza transmitida al apoyo por el carril es 28.686 kN. Dado que la anchura del pad es de 15 cm, la tensión transmitida sería 191.2 kN/m². Los parámetros tenso-deformacionales de los materiales son los mismos que los considerados en el modelo 3D salvo para los elementos que son discretos, como son el pad, la traviesa y los pilares de la edificación. Los restantes elementos son considerados con una dimensión indefinida en el sentido transversal a la sección representada en la figura anterior. Para corregir los parámetros tenso-deformacionales de los elementos discretos es usada la siguiente metodología:

- El módulo de elasticidad es reducido según la siguiente expresión:

$$E_{red} = E \cdot (\text{longitud apoyo carril sobre traviesa} / \text{distancia entre ejes de traviesas})$$

$$E_{red} = E \cdot (\text{anchura pilar} / \text{distancia entre ejes de pilares})$$

- El peso específico no varía debido a su poca o nula influencia

- El coeficiente de Poisson no varía.

De esta forma los parámetros resultantes para modelizaciones 2D y para este caso son los dados en la siguiente tabla:

Tabla 4.8. Propiedades equivalentes en elementos discretos en 2D para caso teórico no real

	PAD	TRAVIESA	PILARES
γ (kN/m³)	9.5	25	25
E_{red} (kN/m²)	$5.55 \cdot 10^3$	$10 \cdot 10^6$	$2.4 \cdot 10^6$
ν	0	0.2	0.2
EI (kN*m²)	-	-	$1.28 \cdot 10^4$
EA (kN)	-	-	$9.6 \cdot 10^5$
Espesor equivalente (m)	-	-	0.4

Estos parámetros han sido validados comparando un modelo 3D y 2D con una carga lineal, idéntica en ambos casos. Esto contradice a lo expuesto por Lombaert et al. (2006) y por Galvín et al. (2010) donde es planteada la rigidez del pad equivalente como $k^* = k_{real}/d$, siendo la d la separación entre traviesas.

Los resultados del modelo 2D estático para una tensión de 191.2 kN/m² sobre el pad son mostrados en la siguiente tabla, donde además se comparan los resultados con el modelo 3D estático:

Tabla 4.9. Asientos comparados en 3D y 2D para caso teórico no real

PUNTO DE CONTROL	ASIENTO EN MODELO 2D (mm)	ASIENTO EN MODELO 3D (mm)
A (traviesa)	0.431	0.052
B (losa)	0.431	0.051
C (hastial revestimiento)	0.385	0.035
D (arena tosquiza bajo túnel)	0.417	0.048
E (arena tosquiza sobre túnel)	0.326	0.021
F (arena tosquiza)	0.229	0.018
G (sótano edificación)	0.245	0.018
H (1ª planta edificación)	0.248	0.018
I (3ª planta edificación)	0.249	0.018
J (arena de miga en superficie libre)	0.150	0.011

Las deformaciones tangenciales máximas encontradas en el terreno son las siguientes:

Tabla 4.10. Deformaciones tangenciales comparadas en 3D y 2D para caso teórico no real

PUNTO DE CONTROL	MÁXIMA DEFORMACIÓN TANGENCIAL EN MODELO 2D	MÁXIMA DEFORMACIÓN TANGENCIAL EN MODELO 3D
K (arena tosquiza bajo túnel)	5.364*10 ⁻⁶	0.127*10 ⁻⁶
L (arena tosquiza sobre túnel)	2.703*10 ⁻⁶	0.042*10 ⁻⁶
M (arena tosquiza)	19.699*10 ⁻⁶	2.077*10 ⁻⁶
N (arena de miga bajo edificación)	23.222*10 ⁻⁶	1.740*10 ⁻⁶
O (arena de miga)	7.307*10 ⁻⁶	0.601*10 ⁻⁶

La poca correlación entre los resultados anteriores es lógica y trivial debido a que la carga de una rueda es una fuerza puntual, y por tanto en modelos 2D no es posible una modelización rigurosa de la misma. Para paliar esta limitación del modelo 2D podría ser modelizada la carga como la carga media por metro de profundidad de modelo. El problema de esto es que representar la carga media que es transmitida por cada rueda por metro de modelo implicaría resultados muy imprecisos, sobre todo en modelos 2D dinámicos. Una alternativa que es propuesta y estudiada en esta tesis doctoral es reducir la carga transmitida para encontrar asientos similares a los aportados por el modelo 3D, que son considerados precisos y rigurosos, al menos numéricamente. Así son consideradas 2 posibles reducciones:

- **Reducción 1:** con los datos de asientos en el modelo 2D y 3D en la traviesa y en la losa la reducción de la carga es dada por la siguiente expresión:

$$Carga\ 2D = Carga\ 3D * \frac{asiento\ traviesa\ 3D}{asiento\ traviesa\ 2D} = 28,686 * \frac{0.053}{0.431} = 3.52\ kN$$

Dado que el pad tiene una anchura de 15 cm, la tensión a considerar sería 23.52 kN/m². En este caso implicaría una reducción del 87.7% respecto a la carga total que llega al apoyo.

- **Reducción 2:** con los datos de asientos en el modelo 2D y 3D en la edificación, la reducción de la carga es dada por la siguiente expresión:

$$Carga\ 2D = Carga\ 3D * \frac{asiento\ edificación\ 3D}{asiento\ edificación\ 2D} = 28,686 * \frac{0.018}{0.249} = 2.079\ kN$$

Dado que el pad tiene una anchura de 15 cm, la tensión a considerar sería 13.86 kN/m². En este caso implicaría una reducción del 92.75% respecto a la carga total que llega al apoyo. Los resultados del modelo 2D considerando estas 2 reducciones y el modelo 3D son los recogidos en las tablas 4.11 y 4.12, donde se obtienen resultados más acordes

con los del modelo 3D, tanto en asientos como en máximas deformaciones tangenciales. Lógicamente los valores son más aproximados en la edificación y en la superficie libre del terreno si es empleada la reducción 2 y más acorde en los puntos de control situados en el interior del túnel o en el terreno circundante a éste cuando es aplicada la reducción 1.

Tabla 4.11. Asientos comparados en modelo 2D estático con carga reducida y 3D estático para caso teórico no real

PUNTO DE CONTROL	ASIENTO EN MODELO 2D REDUCCIÓN DEL 87,7% (mm)	ASIENTO EN MODELO 2D REDUCCIÓN DEL 92,75% (mm)	ASIENTO EN MODELO 3D (mm)
A (travesía)	0.053	0.031	0.052
B (losa)	0.053	0.031	0.051
C (hastial revestimiento)	0.047	0.028	0.035
D (arena tosquiza bajo túnel)	0.051	0.030	0.048
E (arena tosquiza sobre túnel)	0.040	0.024	0.021
F (arena tosquiza)	0.028	0.017	0.018
G (sótano edificación)	0.030	0.018	0.018
H (1ª planta edificación)	0.030	0.018	0.018
I (3ª planta edificación)	0.030	0.018	0.018
J (arena de miga en superficie libre)	0.018	0.011	0.011

Tabla 4.12. Deformaciones tangenciales comparadas en modelo 2D estático con carga reducida y 3D estático para caso teórico no real

PUNTO DE CONTROL	MÁXIMA DEFORMACIÓN TANGENCIAL EN MODELO 2D REDUCCIÓN DEL 87,7%	MÁXIMA DEFORMACIÓN TANGENCIAL EN MODELO 2D REDUCCIÓN DEL 92,75%	MÁXIMA DEFORMACIÓN TANGENCIAL EN MODELO 3D
K (arena tosquiza bajo túnel)	0.660*10 ⁻⁶	0.389*10 ⁻⁶	0.127*10 ⁻⁶
L (arena tosquiza sobre túnel)	0.333*10 ⁻⁶	0.197*10 ⁻⁶	0.042*10 ⁻⁶
M (arena tosquiza)	2.400*10 ⁻⁶	1.405*10 ⁻⁶	2.077*10 ⁻⁶
N (arena de miga bajo edificación)	2.863*10 ⁻⁶	1.692*10 ⁻⁶	1.740*10 ⁻⁶
O (arena de miga)	0.908*10 ⁻⁶	0.54*10 ⁻⁶	0.601*10 ⁻⁶

4.6.2 Modelo 2D dinámico

Con los 3 modelos 2D expuestos en el apartado anterior (100% de la carga que llega al apoyo, 12.30% de la carga que llega al apoyo y 7.25% de la carga que llega al apoyo) se han realizado 3 modelizaciones numéricas 2D dinámicas, con la misma variación de carga dinámica que la empleada en el modelo 3D. Para poder comparar los resultados

obtenidos en las modelizaciones 2D con el modelo 3D se ha considerado amortiguamiento, cuyos valores son idénticos a los empleados en el modelo 3D. Son comparados los resultados de desplazamientos, velocidades y aceleraciones verticales con el modelo 3D riguroso (considerando el carril, pad y traviesa). Los puntos de control para comparar desplazamiento, velocidad y aceleración son los mismos que en el apartado 4.5.2.

Los resultados comparados son mostrados en las siguientes figuras donde se ha obviado la inclusión explícita del modelo 2D con el 100% de carga, al ser estos resultados carentes de cualquier relación razonable con los del modelo 3D.

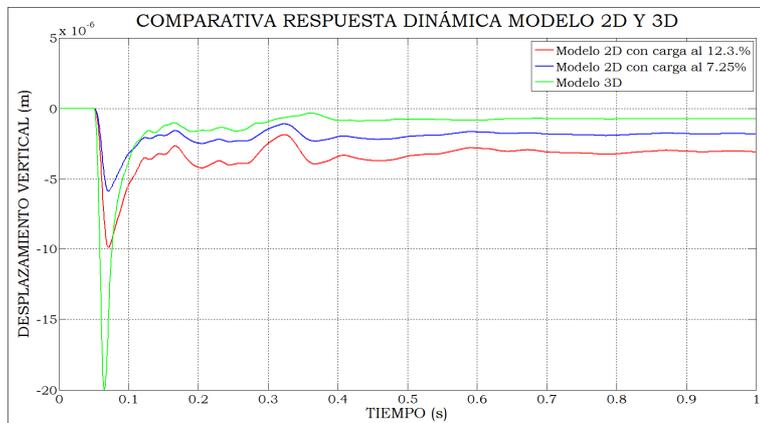


Figura 4.50. Comparativa desplazamiento vertical en losa 2D-3D

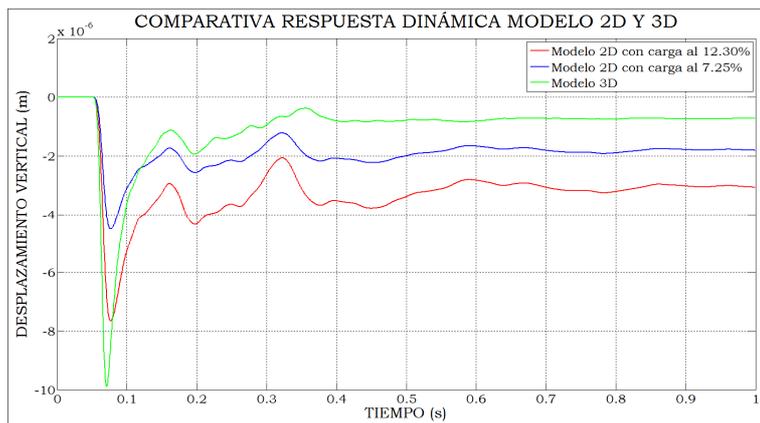


Figura 4.51. Comparativa desplazamiento vertical en hastial 2D-3D

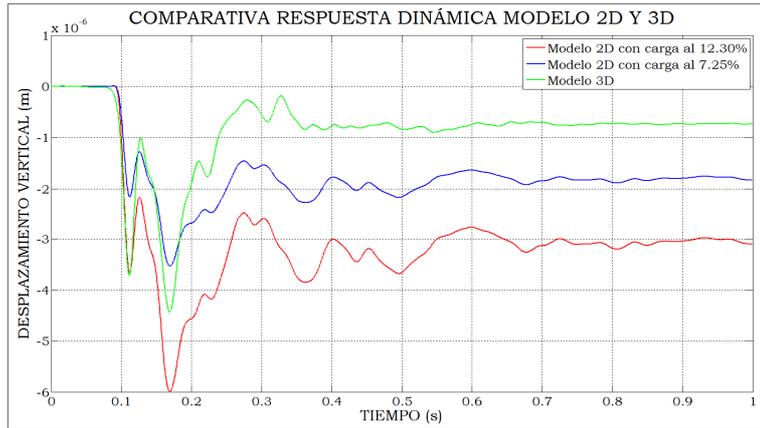


Figura 4.52. Comparativa desplazamiento vertical en sótano edificación 2D-3D

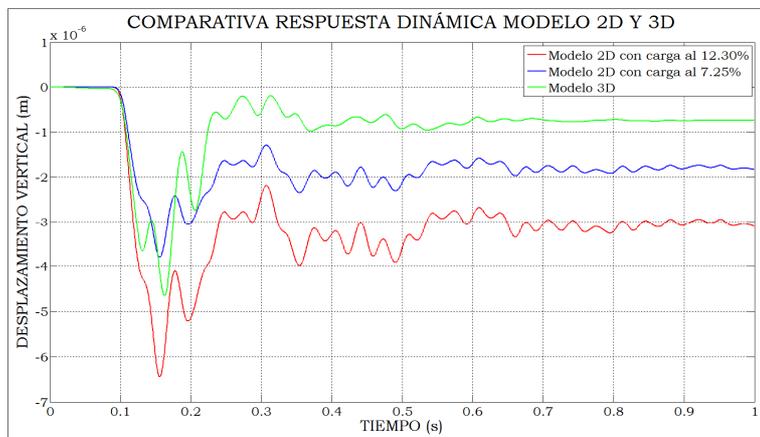


Figura 4.53. Comparativa desplazamiento vertical en 1ª planta edificación 2D-3D

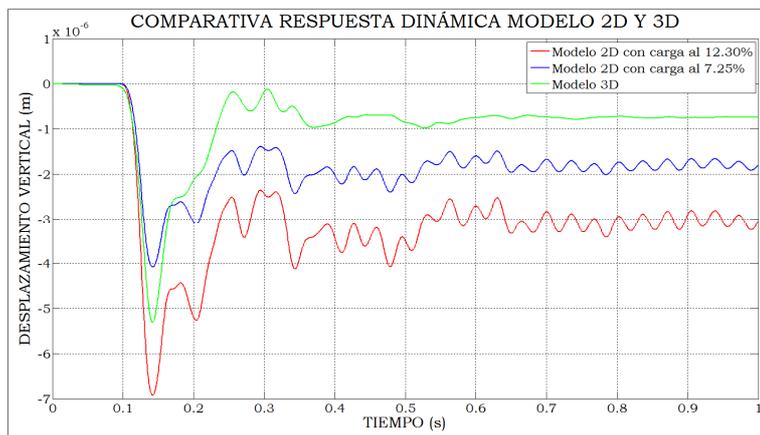


Figura 4.54. Comparativa desplazamiento vertical en 3ª planta edificación 2D-3D

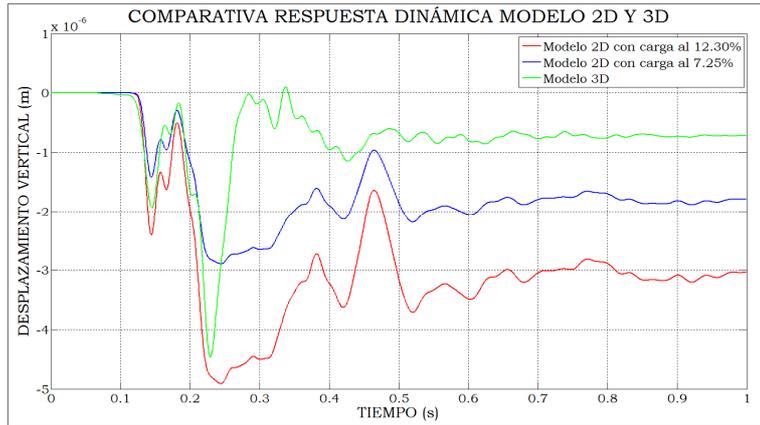


Figura 4.55. Comparativa desplazamiento vertical en superficie libre 2D-3D

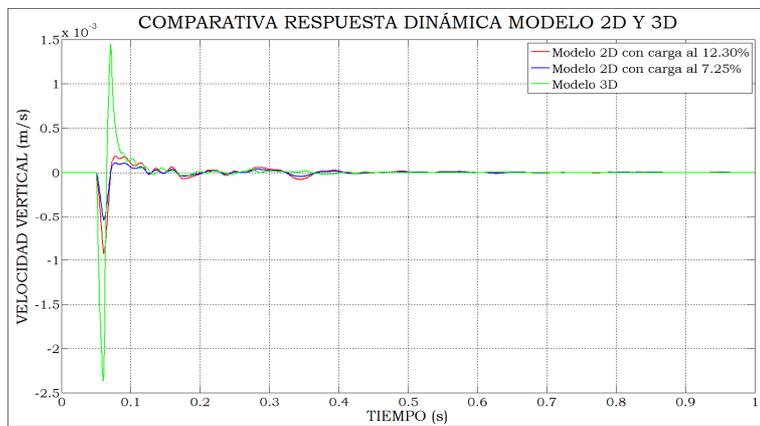


Figura 4.56. Comparativa velocidad vertical en losa 2D-3D

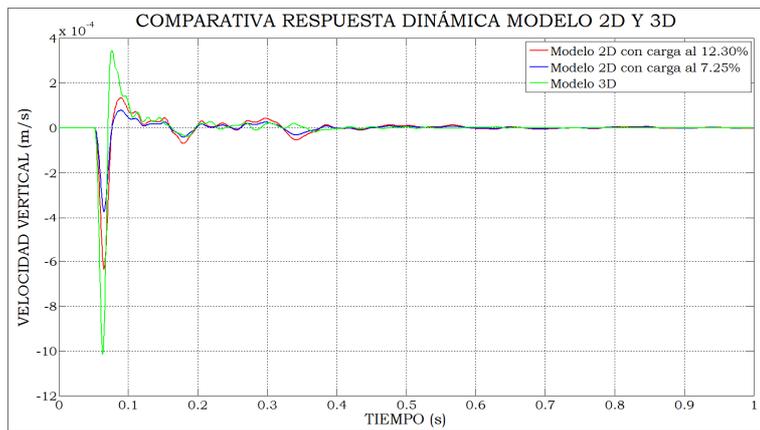


Figura 4.57. Comparativa velocidad vertical en hastial 2D-3D

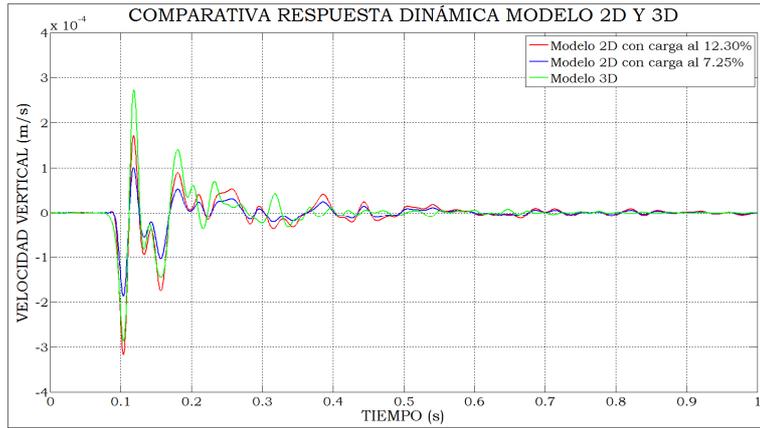


Figura 4.58. Comparativa velocidad vertical en sótano de edificación 2D-3D

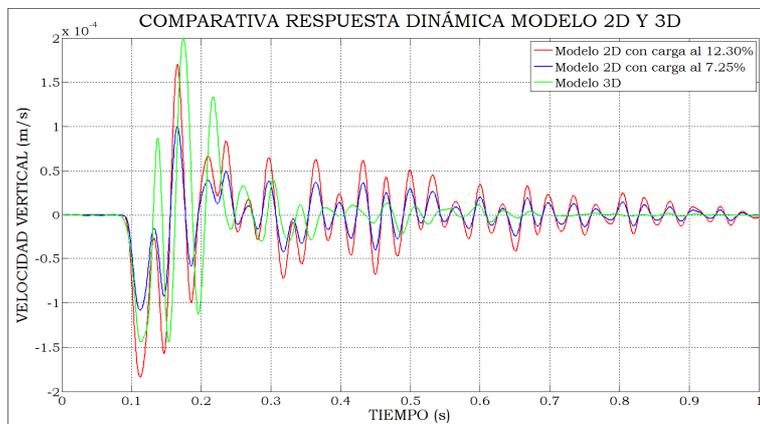


Figura 4.59. Comparativa velocidad vertical en 1ª planta de edificación 2D-3D

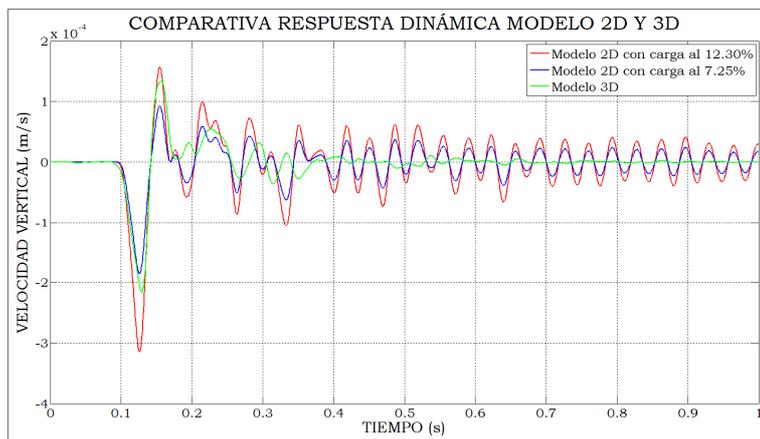


Figura 4.60. Comparativa velocidad vertical en 3ª planta de edificación 2D-3D

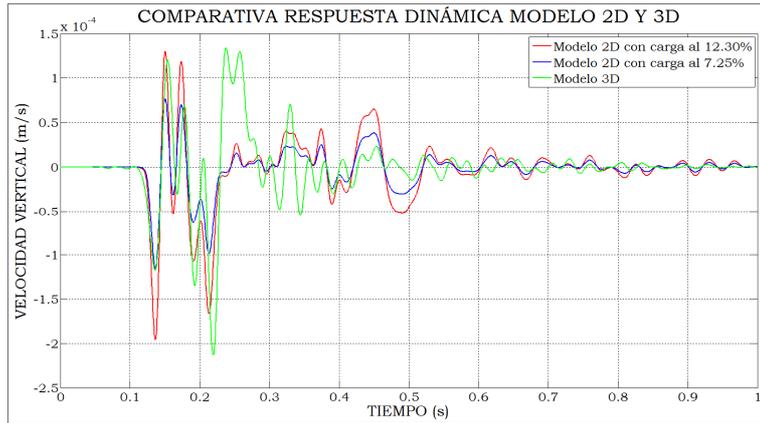


Figura 4.61. Comparativa velocidad vertical en superficie libre 2D-3D

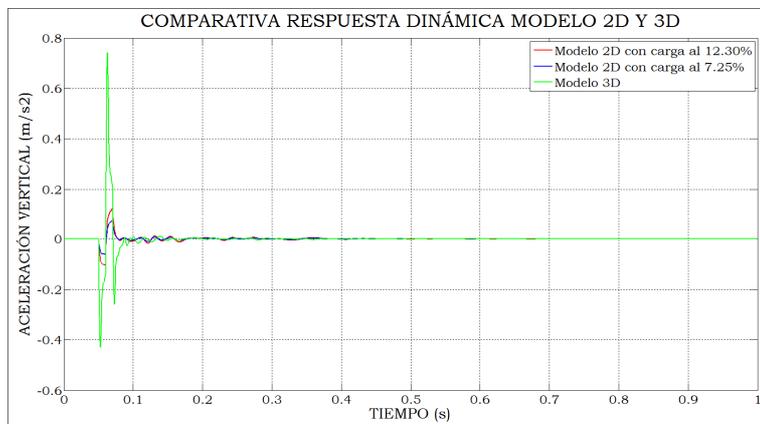


Figura 4.62. Comparativa aceleración vertical en losa 2D-3D

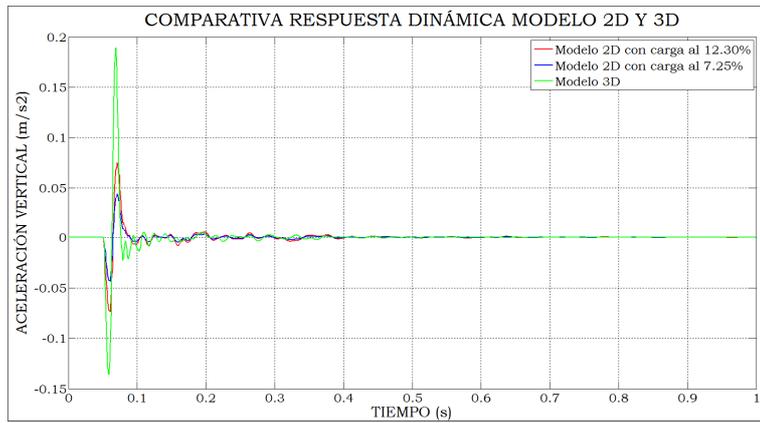


Figura 4.63. Comparativa aceleración vertical en hastial 2D-3D

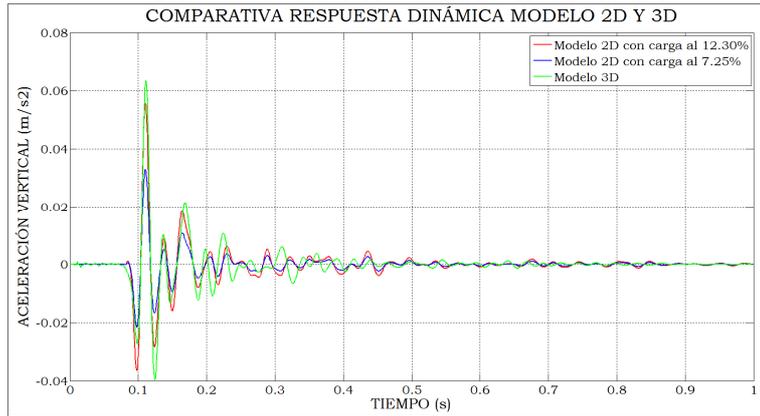


Figura 4.64. Comparativa aceleración vertical en sótano edificación 2D-3D

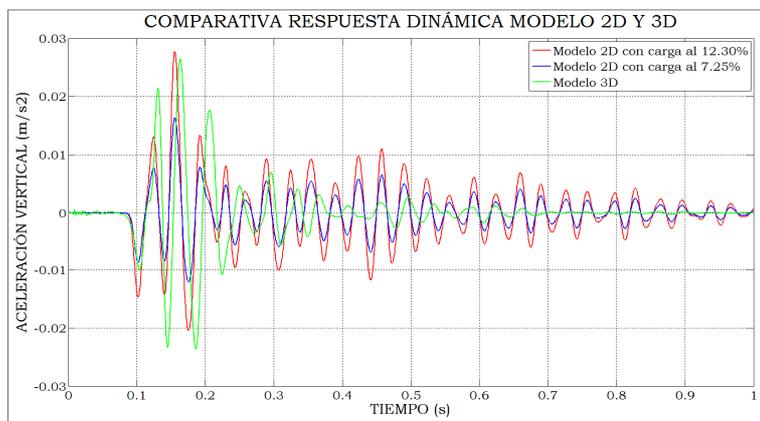


Figura 4.65. Comparativa aceleración vertical en 1ª planta edificación 2D-3D

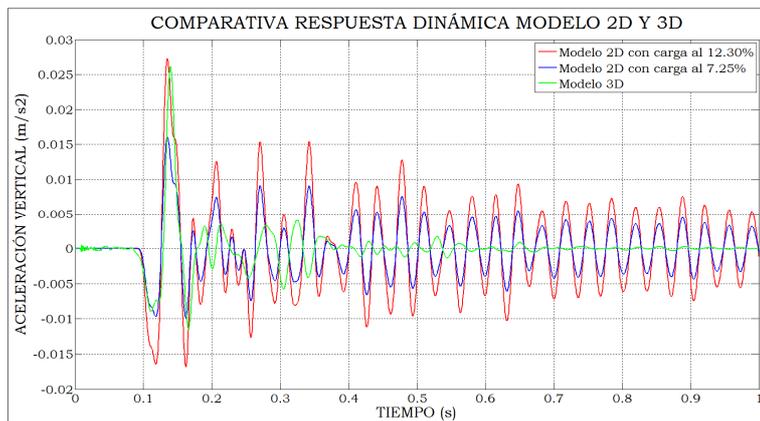


Figura 4.66. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación 2D-3D

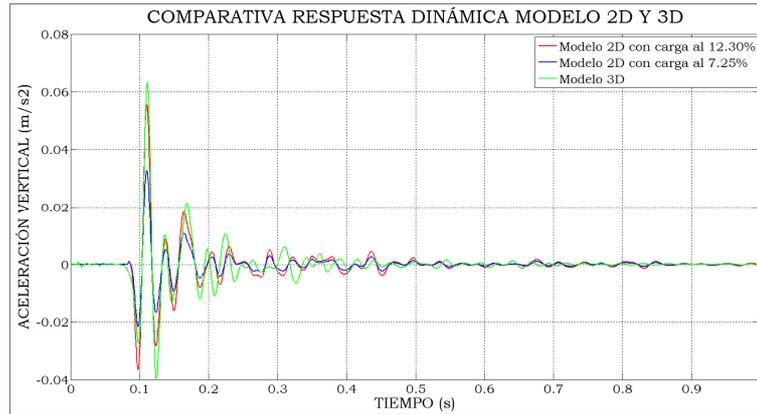


Figura 4.67. Comparativa aceleración vertical en superficie libre 2D-3D

El análisis de los resultados anteriores es el siguiente:

- Respecto a los desplazamientos verticales:
 - En losa, hastial y arena tosquiza bajo túnel corregir la carga al 12.30% produce los resultados más acordes con los obtenidos en el modelo 3D. En estos puntos los desplazamientos máximos son entre el 20 y el 50% de los obtenidos en el modelo 3D. Es decir, que esta corrección de carga subestima los desplazamientos. La razón de esto puede estar en la influencia que tienen las traviesas indirectamente cargadas, hecho que no es posible modelizar en 2D.
 - En los restantes puntos (arena tosquiza sobre túnel, sótano, 1ª y 3ª planta de la edificación y en arena de miga (superficie libre)) corregir la carga al 7.25% aporta resultados más acordes con los del modelo 3D. Los desplazamientos son subestimados entre el 20 y el 30% de los obtenidos en el modelo 3D (sólo en la superficie libre existen valores al 50%). En estos puntos la correlación es aceptable.
 - No aplicar ninguna reducción en 2D a la carga que llega a la traviesa más cargada provoca diferencias muy importantes con el 3D, sobrestimando los desplazamientos entre 4 y 14 veces a los obtenidos en el modelo 3D.
- Respecto a las velocidades verticales:
 - En losa, hastial, arena tosquiza bajo túnel y arena tosquiza los picos máximos de velocidad son más acordes con la reducción al 12.30%, encontrándose unos valores en el 2D que son entre el 40 y el 70% de los valores obtenidos con el modelo 3D.
 - En el sótano y 1ª planta de la edificación también es la reducción al 12.30% la que produce resultados más acordes. De hecho en estos puntos la correlación es razonablemente buena, encontrándose que el 2D da resultados cuyo valor en los picos es aproximadamente el 85% del

- obtenido con el modelo 3D. También se observa que la “tendencia ondulatoria” de vibración es prácticamente la misma que en el 3D.
- En los restantes puntos (3ª planta de la edificación y en arena de miga (superficie libre)) los resultados más acordes con el 3D son los obtenidos con la reducción al 7.25%. De hecho, los valores de pico arrojados por el 2D son entre el 70 y el 90% de los valores obtenidos en el modelo 3D.
 - No aplicar ninguna reducción en 2D a la carga que llega a la traviesa más cargada provoca diferencias muy importantes con el 3D, sobrestimando las velocidades entre 4 y 14 veces a los obtenidos en el modelo 3D.
- Respecto a las aceleraciones verticales:
- En losa y arena tosquiza bajo túnel las diferencias entre los modelo 2D con reducción de la carga son importantes, obteniendo valores entre el 10% y el 25% respecto a los obtenidos en el modelo 3D.
 - En hastial y arena tosquiza sobre túnel el modelo 2D con reducción al 12.30% presenta valores de pico que son aproximadamente el 50% del valor obtenido en el modelo 3D.
 - En sótano de la edificación las diferencias entre el modelo 2D con reducción al 12.30% y el 3D son pequeñas, encontrándose una correlación muy razonable. El valor de pico en 2D es el 90% del arrojado por el modelo 3D. También se observa que la “tendencia ondulatoria” de vibración es prácticamente la misma que en el 3D.
 - En 1ª y 3ª planta de la edificación las diferencias entre los modelos 2D con reducción de carga y el modelo 3D son pequeñas, encontrándose una buena correlación entre ambos. El modelo 2D con carga al 7.25% se ajusta muy bien al modelo 3D en los picos con signo negativo, mientras que el modelo 2D con reducción al 12.30% ajusta muy bien con el modelo 3D en los picos con signo positivo. También se observa que la “tendencia ondulatoria” de vibración es prácticamente la misma que en el 3D.
 - No aplicar ninguna reducción en 2D a la carga que llega a la traviesa más cargada provoca diferencias muy importantes con el 3D, sobrestimando las aceleraciones entre 4 y 14 veces a los obtenidos en el modelo 3D.

Las conclusiones que se pueden extraer del análisis anterior son las siguientes:

- ***Para analizar la respuesta dinámica en modelos 2D es imprescindible reducir la carga que llega a la traviesa o apoyo representado. Aplicar sobre el mismo la carga real que va recibiendo el apoyo (deducida del método de Unold, de Krylov o mediante un modelo numérico 3D) provoca resultados muy diferentes a los mostrados en un modelo 3D riguroso, en los elementos***

de la vía, en el túnel y edificaciones.

- *La reducción de carga que hay que aplicar podría ser deducida de análisis estáticos, tal y como se ha realizado anteriormente.*
- *La respuesta dinámica ante una carga puntual no móvil y dinámica entre modelizaciones 3D y 2D (siempre que la carga aplicada en el apoyo sea reducida) es razonablemente parecida, en este caso, en cuanto a desplazamientos, velocidades y aceleraciones en puntos “alejados” de la fuente vibratoria, como por ejemplo los de la edificación y la superficie libre del terreno.*
- *En el interior del túnel no ha sido posible, en este caso y con esta metodología, encontrar una buena correlación entre los valores obtenidos por los modelos 2D y 3D aunque en el hastial las diferencias no son excesivamente importantes.*
- *Para reducir la carga a aplicar en modelos 2D se propone el método descrito anteriormente, aplicando una reducción que es la media aritmética de la reducción 1 y 2. En este caso, la reducción de la carga propuesta sería la siguiente:*

$$\begin{aligned}
 \text{Carga 2D} &= \left(\frac{\text{Reducción 1(\%)} + \text{Reducción 2(\%)}}{2} \right) * \text{Carga que llega al apoyo} \\
 &= \left(\frac{12.30\% + 7.25\%}{2} \right) * \text{Carga 3D} = 9.775\% * \text{Carga que llega al apoyo}
 \end{aligned}$$

- *En las figuras anteriores puede observarse como en el modelo 3D el amortiguamiento es más acusado que en los modelos 2D. Esto es debido al amortiguamiento geométrico, cuyo efecto será más importante conforme aumente la profundidad del túnel.*

También son comparados los valores de las deformaciones tangenciales entre el modelo 3D y los modelos 2D con reducción de carga. Los puntos donde son comparados son los mismos que los indicados en la figura 4.22.

Los resultados comparados son mostrados en las siguientes figuras.

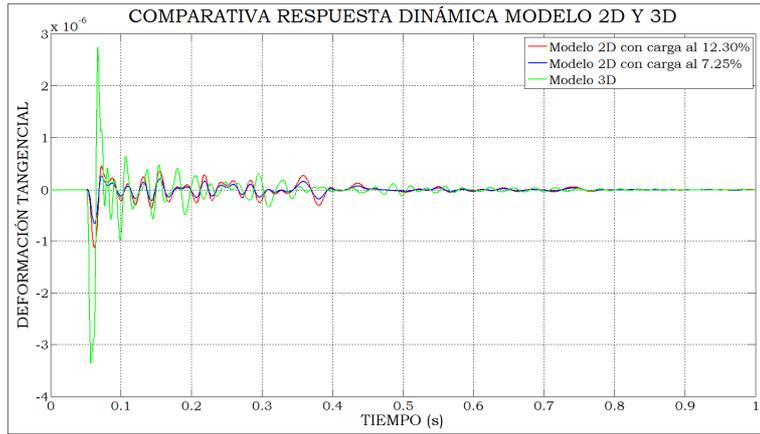


Figura 4.68. Comparativa deformación tangencial en arena tosquiza bajo túnel 2D-3D

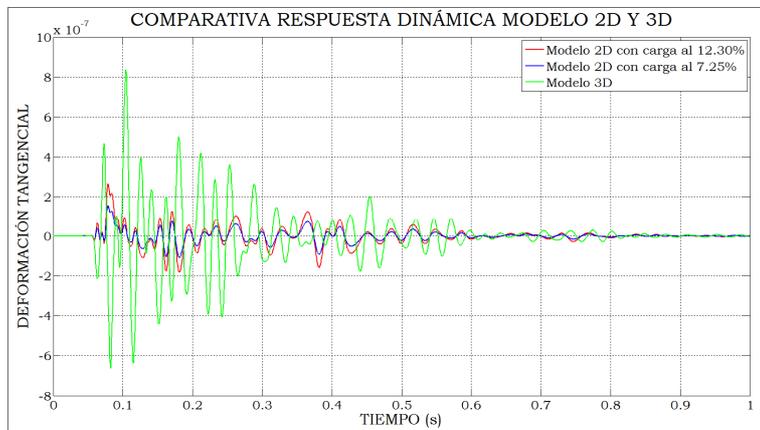


Figura 4.69. Comparativa deformación tangencial en arena tosquiza sobre túnel 2D-3D

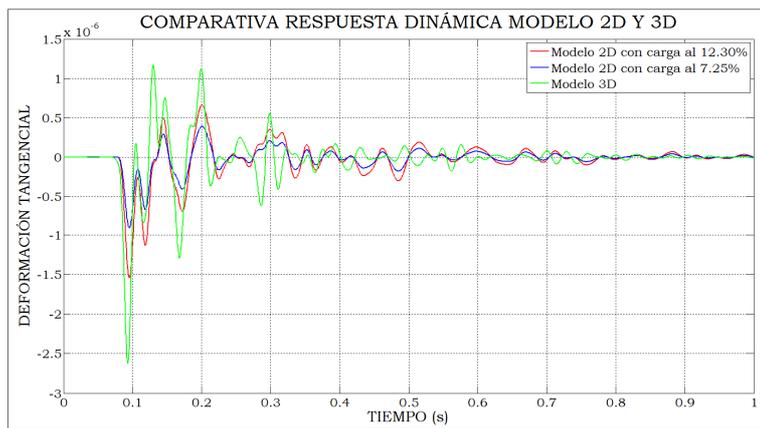


Figura 4.70. Comparativa deformación tangencial en arena tosquiza sobre túnel 2D-3D

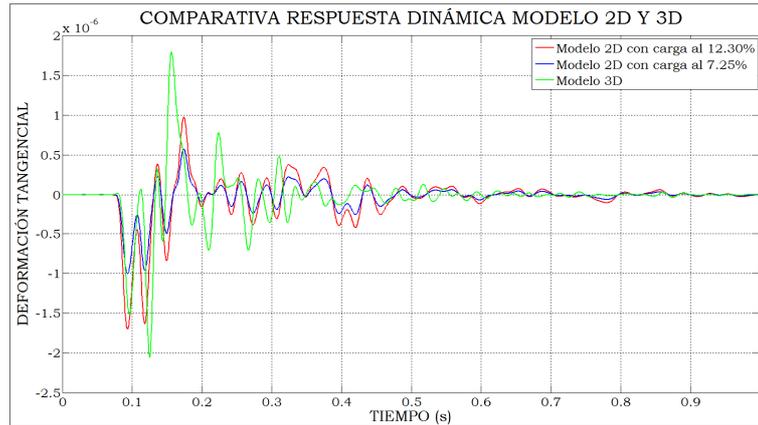


Figura 4.71. Comparativa deformación tangencial en arena de miga bajo edificación 2D-3D

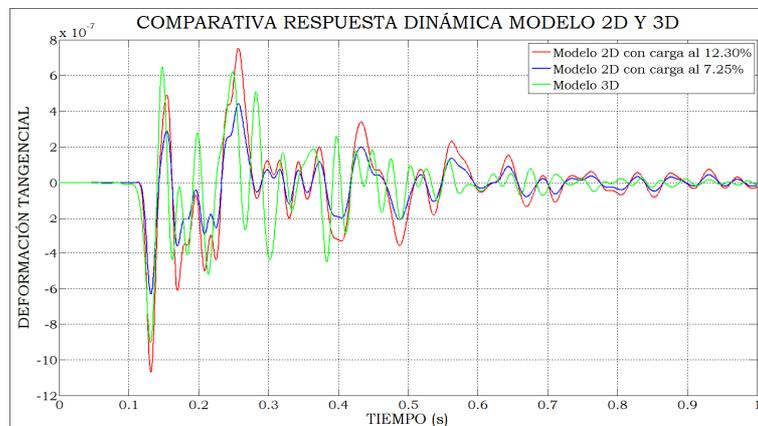


Figura 4.72. Comparativa deformación tangencial en arena de miga bajo superficie libre 2D-3D

El análisis en cuanto a las deformaciones tangenciales es idéntico a lo expuesto para los desplazamientos, velocidades y aceleraciones. Es destacable resaltar el bajo nivel de deformación tangencial en el terreno ($\gamma_{\max} = 2 \cdot 10^{-6}$), lo que indica que los parámetros tenso-deformacionales del terreno deberían ser considerados entre muy pequeñas y pequeñas deformaciones. Esto es analizado en profundidad en el capítulo de análisis de geotécnico.

4.7 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD NUMÉRICA EN MODELOS 2D

Una vez analizada la correlación de la respuesta dinámica ante una carga puntual entre modelos 2D y 3D, es analizada la influencia de diversos parámetros numéricos que pueden ser importantes en la respuesta dinámica provocada por el paso ferroviario en túneles. La razón de este estudio en 2D y no en 3D es básicamente por motivos de eficiencia computacional. El uso de modelos 2D está especialmente indicado para análisis de sensibilidad paramétricos. El modelo numérico es el mismo del caso teórico no real anterior. Los parámetros que son idénticos en todas las modelizaciones

numéricas realizadas en este apartado son los siguientes:

- Los resultados son guardados con un paso de tiempo de almacenamiento de datos igual a $5 \cdot 10^{-4}$ s. La razón de esto es que según el teorema de Nyquist-Shanon (Roberts, 2005) la máxima frecuencia mostrada por una señal en el dominio del tiempo, al realizar la transformada de Fourier, es $1/(2 \cdot \Delta t)$, con lo que la frecuencia máxima es 1000 Hz, que se considera suficientemente alta para que no aparezcan fenómenos de “aliasing” o para que estos sean poco importantes. También es utilizado este paso de tiempo de almacenamiento de datos para reducir el fenómeno de “leakage”.
- Es analizada la respuesta dinámica del paso de 1 bogie completo del tren serie 446 de RENFE considerado en los apartados anteriores y con una velocidad de 60 km/h. Es el correspondiente a cualquier bogie del coche motor.
- La carga (o tensión) que es transmitida al pad es calculada de forma idéntica a la propuesta para modelos 3D y reducida su magnitud según lo expuesto en el apartado anterior.
- Los parámetros tenso-deformacionales son los mismos que los empleados en las modelizaciones de los capítulos anteriores, donde ha sido considerado el mismo amortiguamiento que en los modelos 2D del apartado anterior.

La tensión transmitida al pad es mostrada en la siguiente figura.

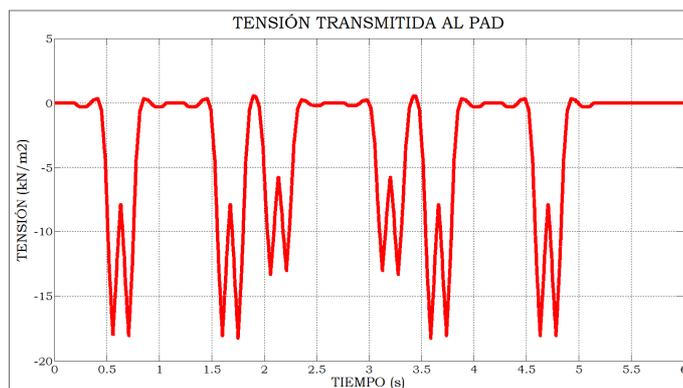


Figura 4.73. Tensión transmitida al pad en modelos 2D para tren serie 446 de RENFE para una velocidad de 60 km/h

Se ha considerado el efecto de 1 rueda desde la 10ª traviesa, además de retardar la señal dinámica 0.2 s. para evitar la posible influencia que pueda tener la velocidad inicial en el modelo, causada por el cambio en las condiciones de contorno (de estáticas a dinámicas). Así, se ha analizado la respuesta dinámica durante 2 s. que corresponderían a 1.2 s. del paso del 1º bogie y 0.8 s. adicionales sin carga que es representada en la siguiente figura.

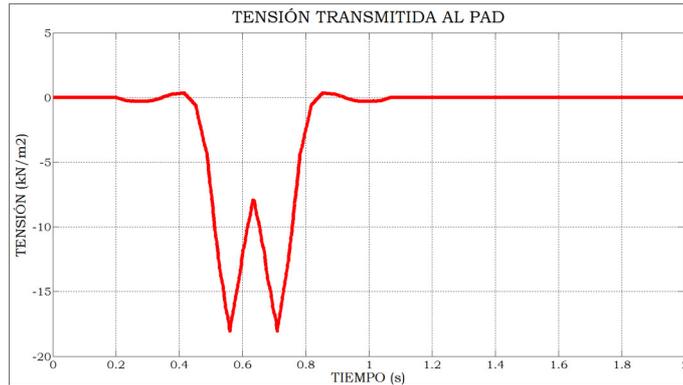


Figura 4.74. Tensión transmitida al pad por el 1º bogie del tren serie 446 de RENFE para una velocidad de 60 km/h

4.7.1 Dimensiones de la malla

Para estudiar la influencia de las dimensiones de la malla de elementos finitos se han realizado 3 modelizaciones numéricas variando el tamaño de la misma. De esta forma, y relacionando el tamaño de la malla con el diámetro interior del túnel las medidas consideradas han sido las siguientes:

- 3 veces el diámetro interior del túnel (D) a cada lado y en profundidad medido desde el centro geométrico del túnel.
- 4 veces el diámetro interior del túnel (D) a cada lado y en profundidad medido desde el centro geométrico del túnel
- 5 veces el diámetro interior del túnel (D) a cada lado y en profundidad medido desde el centro geométrico del túnel

Los resultados comparados son los siguientes:

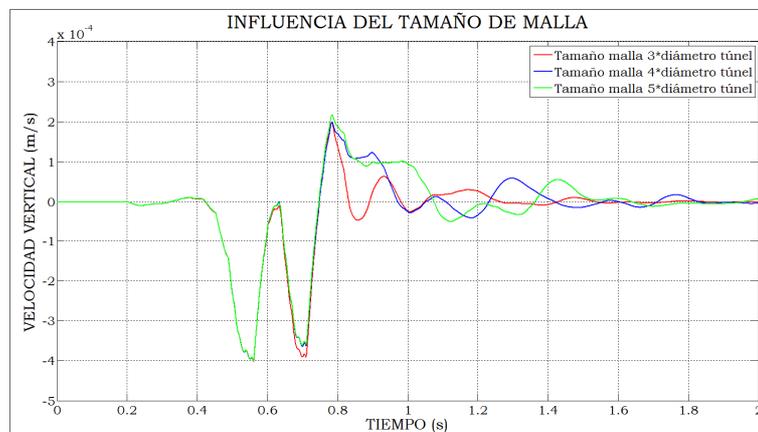


Figura 4.75. Comparativa velocidad vertical en losa por tamaño de malla

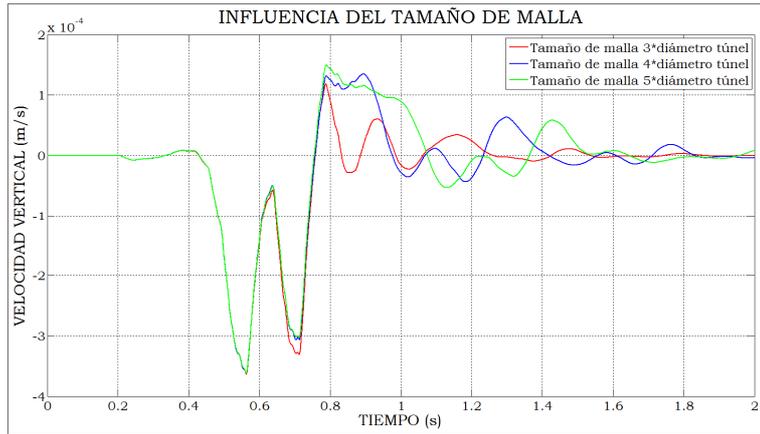


Figura 4.76. Comparativa velocidad vertical en hastial por tamaño de malla

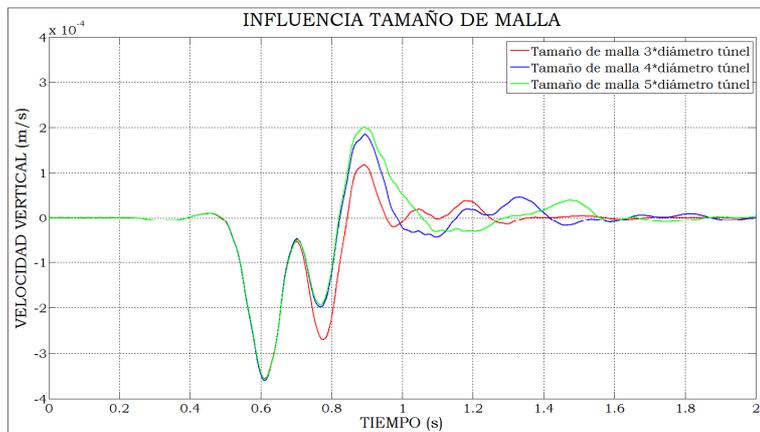


Figura 4.77. Comparativa velocidad vertical en 1ª planta edificación por tamaño de malla

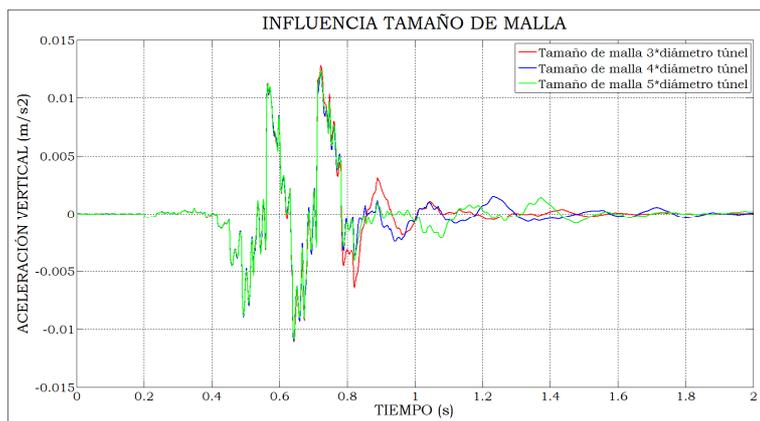


Figura 4.78. Comparativa aceleración vertical en losa por tamaño de malla

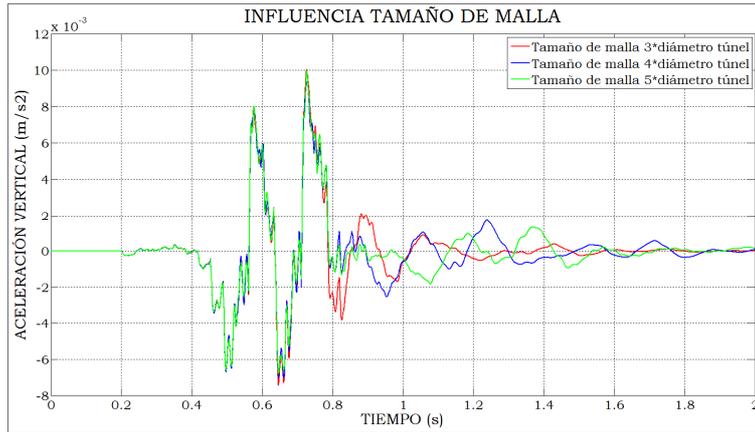


Figura 4.79. Comparativa aceleración vertical en hastial por tamaño de malla

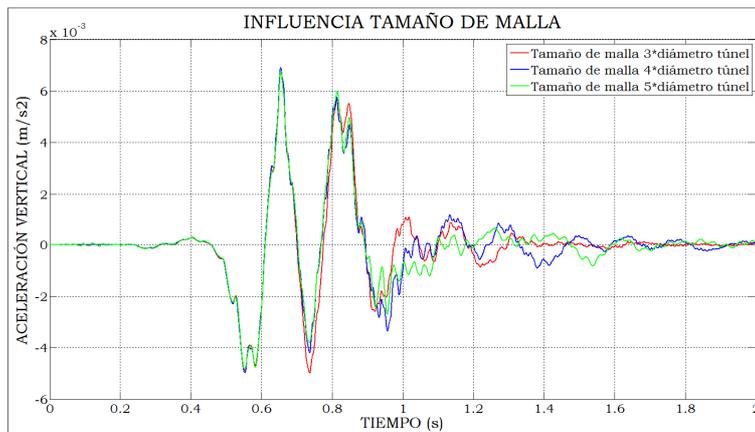


Figura 4.80. Comparativa aceleración vertical en 1ª planta edificación por tamaño de malla

De los resultados anteriores puede concluirse que:

- **Las velocidades y aceleraciones varían poco al aumentar el tamaño de malla de 3*D hasta 5*D, aunque se encuentra una coincidencia prácticamente total entre los tamaños de malla 4*D y 5*D.**
- **Con lo anterior es posible concluir que el tamaño de malla 4*D es suficiente para que los resultados no estén influenciados por el tamaño de malla discretizada y la formulación numérica de los contornos en modelos 2D.**
- **Las dimensiones de la malla propuesta, para este caso, serían: 56*40 (12+28) en el eje X y eje Y respectivamente.**

4.7.2 Tamaño de elementos finitos

Tal y como se ha expuesto en el apartado 3.1.6.2 el tamaño de los elementos finitos en un análisis dinámico en el dominio del tiempo depende fundamentalmente de la velocidad de las ondas S y de la frecuencia esperada en cada material.

Considerando que la velocidad del tren es moderada (60 km/h) y que sólo es aplicada la parte cuasi-estática más el esfuerzo dinámico generado por el paso por traviesas es de esperar que las frecuencias máximas sean bajas. Valores inferiores a 20 Hz en el desplazamiento son debidos a la carga cuasi-estática mientras que frecuencias con valores superiores son debidos principalmente a defectos de vía y rueda (Alarcón et al., 2000). Considerando como máxima frecuencia 20 Hz, los tamaños de los elementos finitos de los diferentes materiales se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 4.13. Tamaño riguroso de elementos finitos en diferentes materiales

	VELOCIDAD ONDAS S (m/s)	FRECUENCIA MÁXIMA ESPERADA (Hz)	LONGITUD DE ONDA (m)	TAMAÑO MÍNIMO ELEMENTO (10 elementos por longitud de onda) (m)	TAMAÑO MÍNIMO ELEMENTO (5 elementos por longitud de onda) (m)
PAD	131	20	6.55	0.655	1.31
HORMIGÓN	2214	20	110.7	11.07	22.14
ARENA DE MIGA	107	20	5.35	0.535	1.07
ARENA TOSQUIZA	122	20	6.1	0.61	1.22
EDIFICACIÓN	2214	20	110.7	11.07	22.14

Puede apreciarse que para ese valor de frecuencia máxima los únicos elementos a “tener en cuenta” son los del terreno, ya que en los demás materiales los tamaños mínimos de elementos son bastante grandes con lo que no suponen ninguna limitación en cuanto a eficiencia y coste computacional. Los valores anteriores responden a un tamaño riguroso (10 elementos por longitud de onda) pero podrían ser menos eficientes computacionalmente. Por esto, se ha realizado un análisis de sensibilidad con 2 valores diferentes de tamaño de elementos en el terreno, que son mostrados en la siguiente tabla:

Tabla 4.14. Tamaño de elementos finitos en terreno para modelizaciones numéricas 2D

	TAMAÑO MÍNIMO ELEMENTO (10 elementos por longitud de onda) (m)	TAMAÑO MÍNIMO ELEMENTO (5 elementos por longitud de onda) (m)
ARENA DE MIGA	0.535	1.25
ARENA TOSQUIZA	0.61	1.25

Los resultados encontrados son los siguientes:

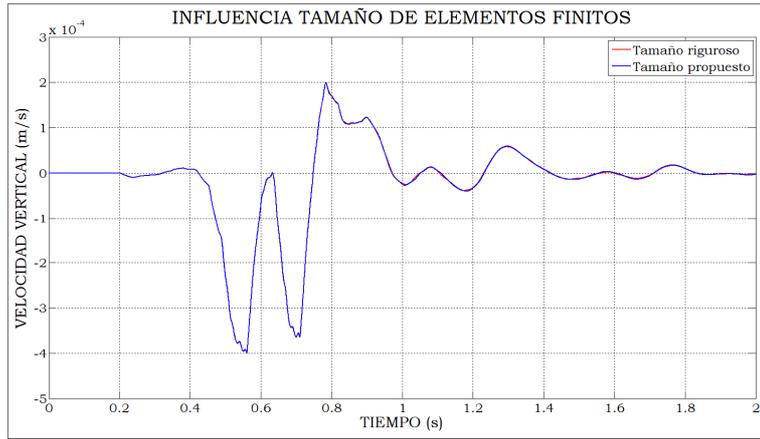


Figura 4.81. Comparativa velocidad vertical en losa por tamaño de elementos finitos

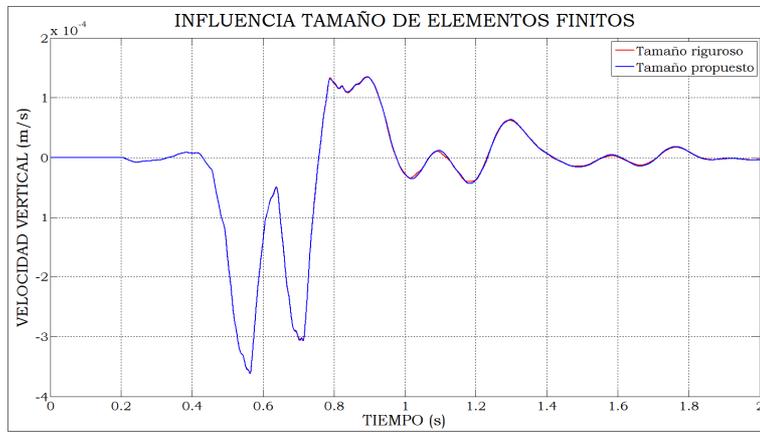


Figura 4.82. Comparativa velocidad vertical en hastial por tamaño de elementos finitos

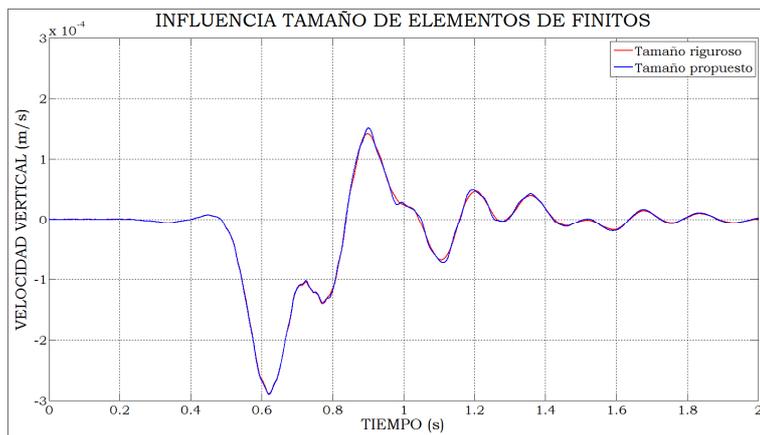


Figura 4.83. Comparativa velocidad vertical en arena tosquiza sobre túnel por tamaño de elementos finitos

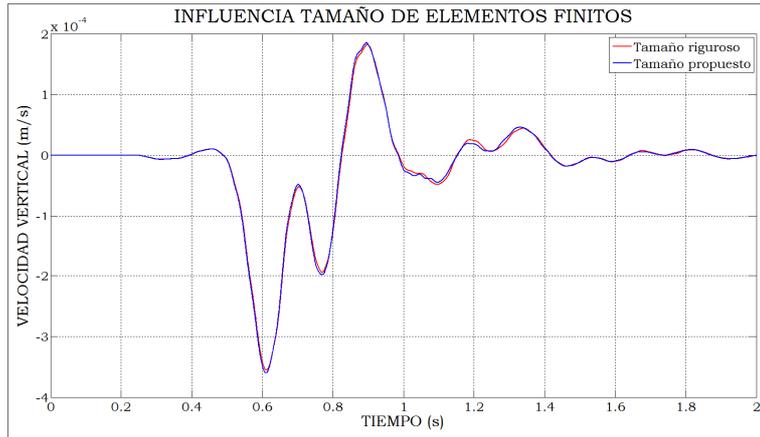


Figura 4.84. Comparativa velocidad vertical en 1ª planta edificación por tamaño de elementos finitos

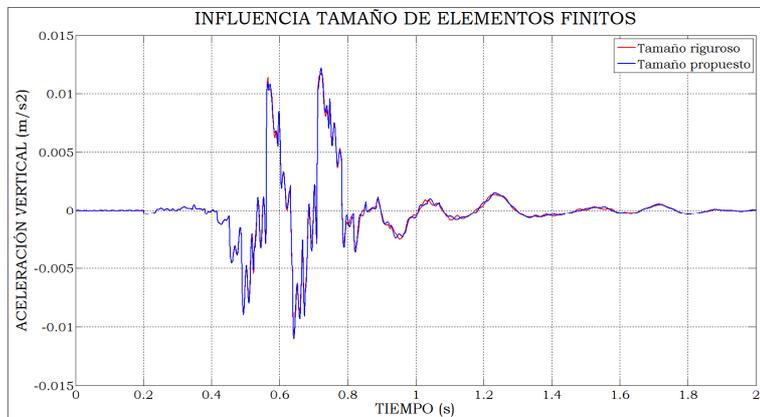


Figura 4.85. Comparativa aceleración vertical en losa por tamaño de elementos finitos

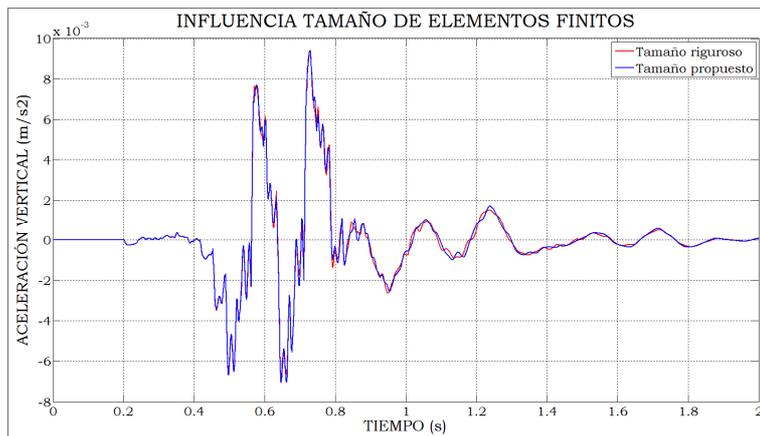


Figura 4.86. Comparativa aceleración vertical en hastial por tamaño de elementos finitos

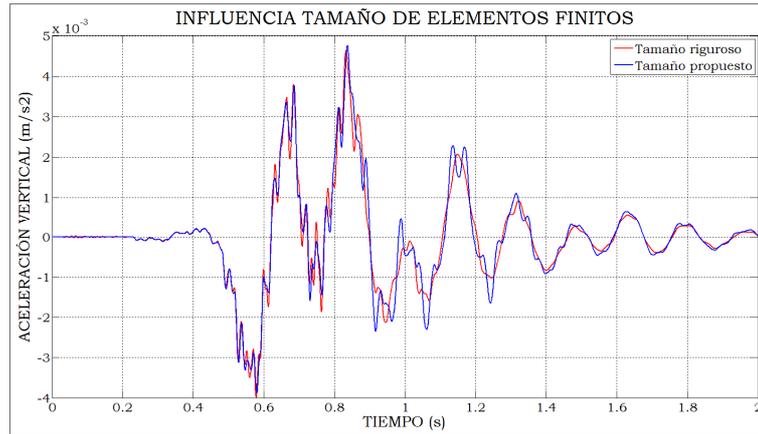


Figura 4.87. Comparativa aceleración vertical en arena tosquiza sobre túnel por tamaño de elementos finitos

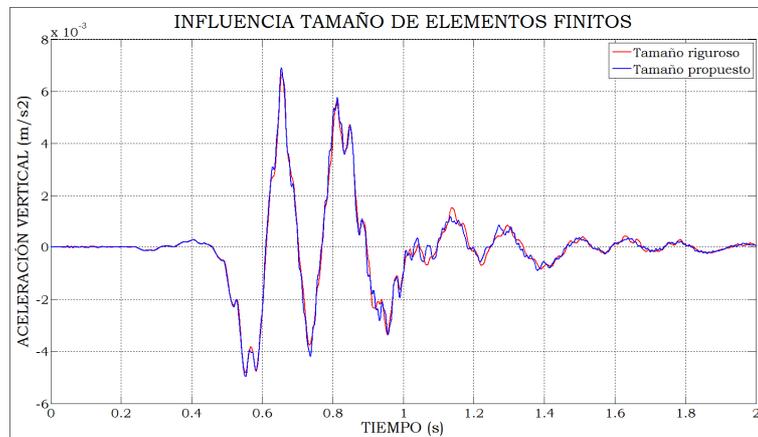


Figura 4.88. Comparativa aceleración vertical en 1ª planta edificación por tamaño de elementos finitos

De los resultados anteriores es posible concluir que:

- **Las diferencias encontradas entre los 2 tamaños de elementos son casi nulas.**
- **Es solamente en el terreno donde hay que tener en cuenta la dimensión mínima de elementos por longitud de onda.**
- **Para análisis de vibraciones donde sólo sea considerada la parte estática de la carga y el esfuerzo dinámico generado por el paso por traviesas es suficiente considerar el tamaño de elementos finitos en el terreno de dimensiones mínimas 5 elementos por longitud de onda siempre que sea considerado el valor de 20 Hz como frecuencia máxima esperada (valor habitual en el caso de carga cuasiestática).**
- **Cuando es considerada la carga generada por desgaste de carril y ruedas es necesario establecer cuáles van a ser las frecuencias dominantes, para a partir de éstas, establecer el tamaño de elemento mínimo requerido con el criterio de 5 elementos por longitud de onda.**

- **Cada tipo de tren (disposición de bogies y ejes) y la velocidad de éste son los factores determinantes a la hora de ajustar el tamaño mínimo de los elementos finitos.**
- **El tiempo de cálculo entre los 2 tamaños ha sido 2 y 4 horas para el tamaño propuesto y riguroso, respectivamente.**

4.7.3 Número de nodos por elemento

Tal y como se ha expuesto en el apartado 4.4.1 Plaxis permite usar en modelos 2D elementos con 15 y 6 nodos, donde las funciones de interpolación son polinomios de 4º y 2º grado respectivamente. Los elementos formulados mediante 6 nodos son más eficientes computacionalmente aunque es posible una pérdida de precisión en los resultados. Se han realizado 2 modelizaciones numéricas idénticas pero cambiando el número de nodos por elemento para analizar la influencia en la respuesta dinámica por el paso ferroviario en túneles.

Los resultados comparados son los siguientes:

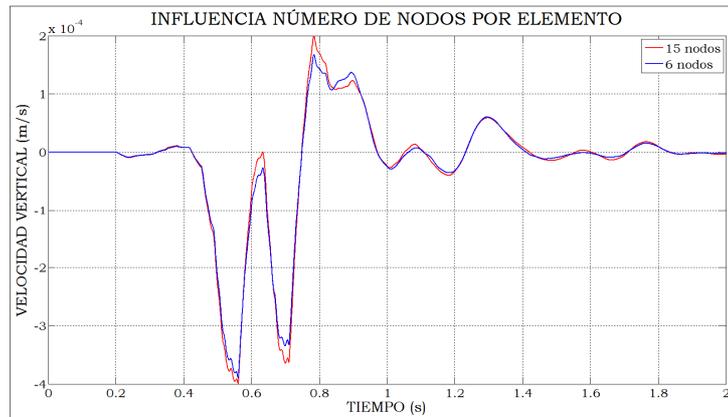


Figura 4.89. Comparativa velocidad vertical en losa por número de nodos por elementos

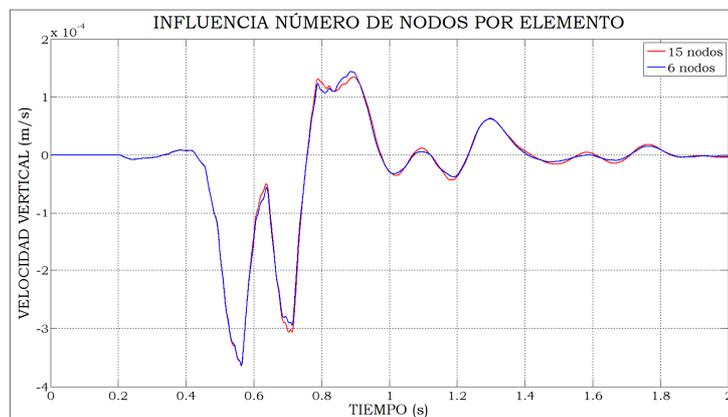


Figura 4.90. Comparativa velocidad vertical en hastial por número de nodos por elementos

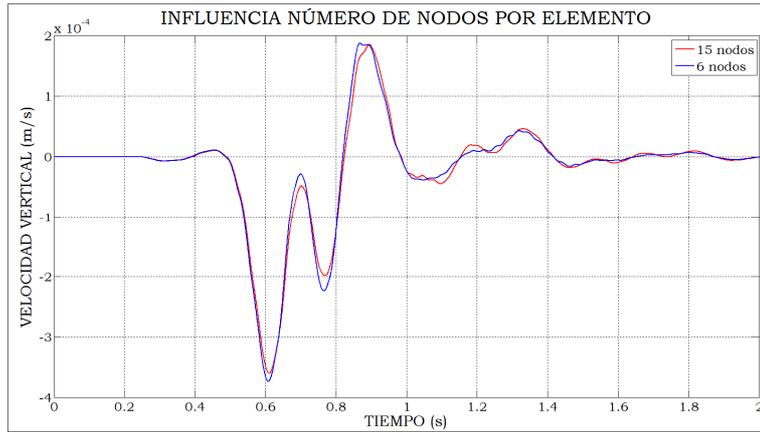


Figura 4.91. Comparativa velocidad vertical en 1ª planta por número de nodos por elementos

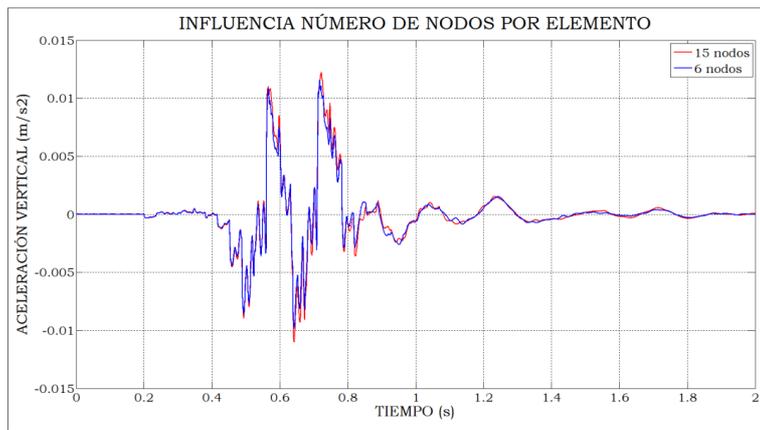


Figura 4.92. Comparativa aceleración vertical en losa por número de nodos por elementos

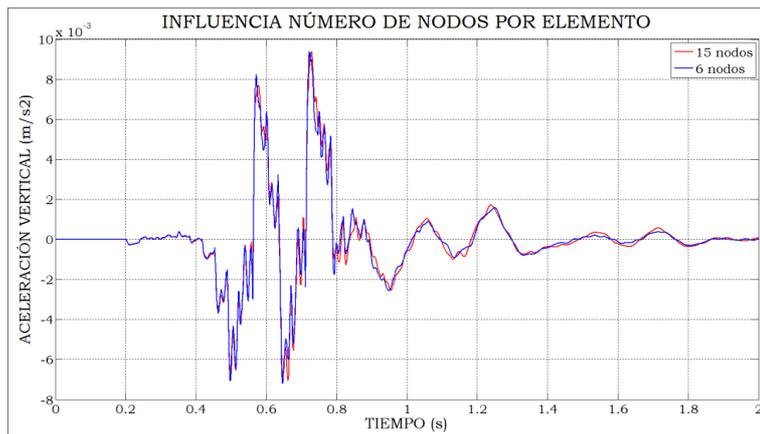


Figura 4.93. Comparativa aceleración vertical en hastial por número de nodos por elementos

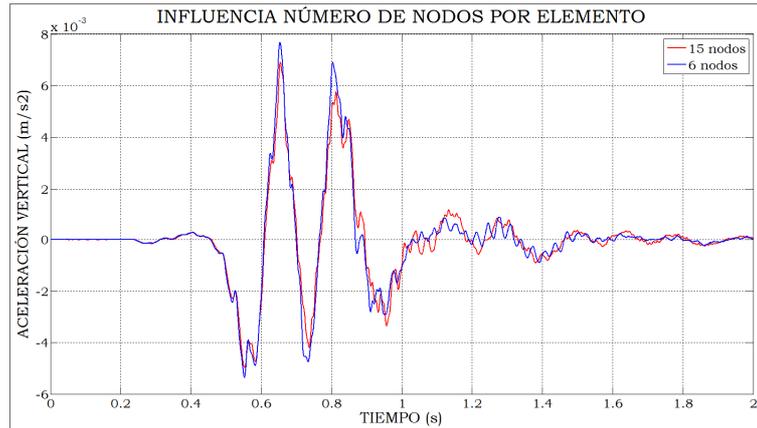


Figura 4.94. Comparativa aceleración vertical en 1ª planta edificación por número de nodos por elementos

De los resultados anteriores se puede concluir que:

- **La consideración de funciones de interpolación de 2º o 4º grado no produce diferencias numéricas considerables en la predicción de la velocidad y aceleración de vibración.**
- **El tiempo de cálculo ha sido 2 horas para funciones de forma de 4º grado mientras que para las de 2º grado el tiempo ha sido 1 hora.**
- **Para análisis numéricos de vibraciones ferroviarias en túneles es suficiente la consideración de funciones de interpolación de 2º grado sin una pérdida apreciable de precisión y además son claramente más eficientes computacionalmente.**

4.7.4 Número de elementos en el revestimiento

Algunas investigaciones han concluido que es necesario al menos 3 elementos en el revestimiento (Unterberger et al., 1997), (Clouteau et al.2005) para espesores del mismo de 0.8-1 metros. Dado que el revestimiento del túnel en el modelo numérico genérico es 0.35 m., se ha comparado la respuesta dinámica considerando 1 y 2 elementos en el revestimiento. Los resultados comparados son los siguientes:

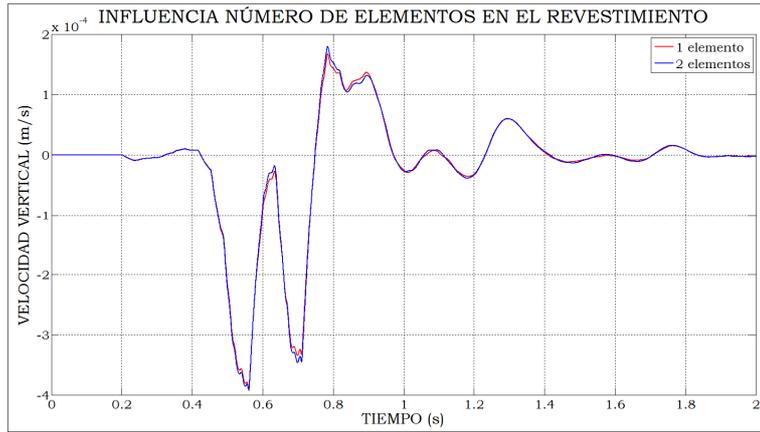


Figura 4.95. Comparativa velocidad vertical en losa por número de elementos en el revestimiento

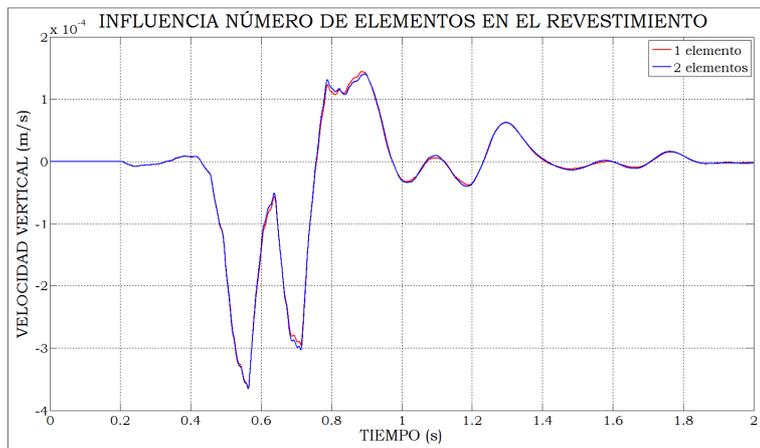


Figura 4.96. Comparativa velocidad vertical en hastial por número de elementos en el revestimiento

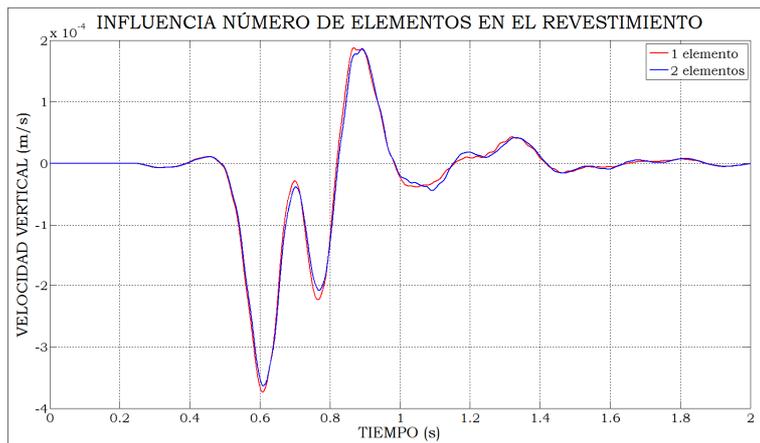


Figura 4.97. Comparativa velocidad vertical en 1ª planta edificación por número de elementos en el revestimiento

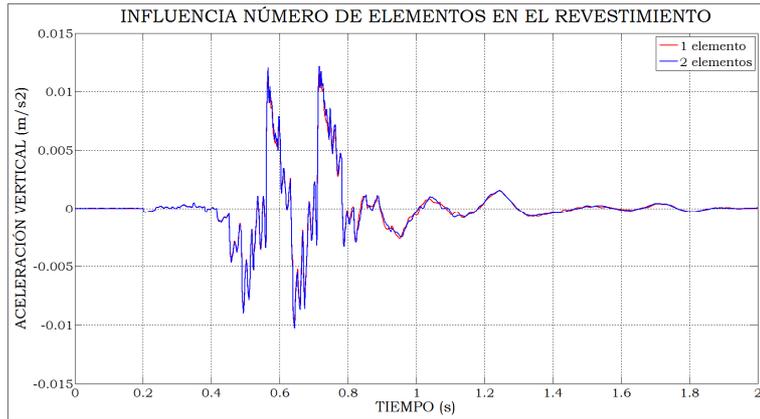


Figura 4.98. Comparativa aceleración vertical en losa por número de elementos en el revestimiento



Figura 4.99. Comparativa aceleración vertical en hastial por número de elementos en el revestimiento

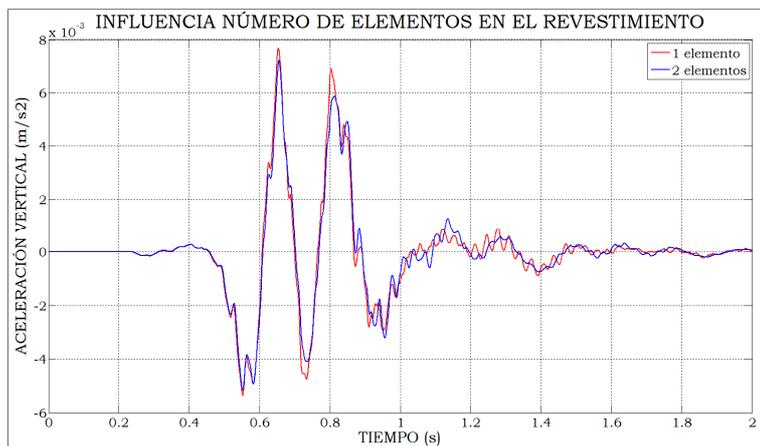


Figura 4.100. Comparativa aceleración vertical en 1ª planta edificación por número de elementos en el revestimiento

De los resultados anteriores es posible concluir que:

- **La consideración de 1 sólo elemento en el revestimiento no provoca una pérdida de precisión destacable. De hecho las diferencias entre las 2**

modelizaciones son prácticamente inexistentes.

- *Para espesores de revestimiento moderados, como este caso, considerar 1 sólo elemento en el revestimiento es suficiente.*
- *Para espesores más elevados (en torno a 1 m) es posible que puedan aparecer diferencias con la consideración de 1 y 2-3 elementos. Para estos casos se emplearán 3 elementos en el revestimiento tal y como ha sido expuesto y concluido por Unterberger et al. (1997) y Clouteau et al. (2005).*

4.7.5 Desplazamientos dinámicos impuestos

Tal y como se ha expuesto en el apartado 4.4.3 una opción para modelizar la carga en modelos 2D es aplicar sobre el carril o sobre el pad desplazamientos dinámicos. Aplicando las mismas hipótesis que para la fuerza o tensión que llega a los apoyos, el desplazamiento dinámico sobre el carril o pad para el tren completo serie 446 de RENFE y velocidad 60 km/h sería el siguiente:

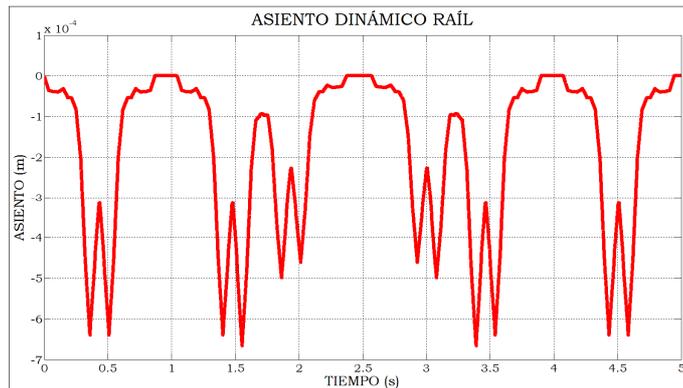


Figura 4.101. Asiento carril para tren completo serie 446 RENFE

Considerando sólo 1 bogie del eje motor y siguiendo el mismo esquema que en el caso de tensiones sobre el pad, el asiento aplicado para su comparación es el siguiente:

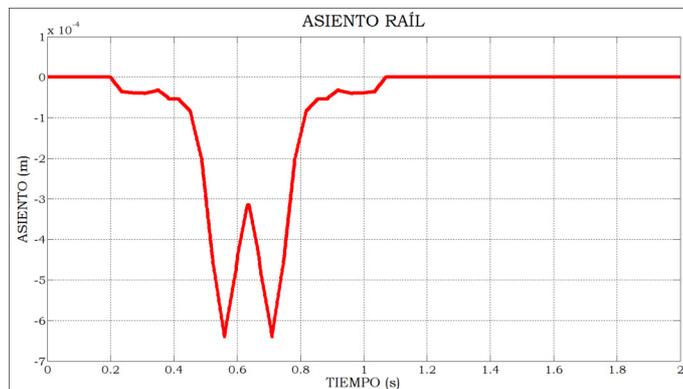


Figura 4.102. Asiento carril para 1 bogie de coche motor tren serie 446 RENFE

Los asientos en pad y carril son idénticos debido a la elevada rigidez de éste. Por esta razón se han aplicado directamente los desplazamientos al pad para mejorar la eficiencia computacional. Se han realizado 2 modelizaciones numéricas, una con los valores reales de los desplazamientos y una segunda donde han sido reducidos los valores de los desplazamientos en la misma proporción que ha sido propuesta para las tensiones, es decir, aplicando un factor corrector de 0.09755 a los desplazamientos reales. Los resultados obtenidos, comparados con la modelización 2D de tensión sobre pad son los siguientes, donde sólo son mostrados explícitamente los obtenidos al reducir los desplazamientos:

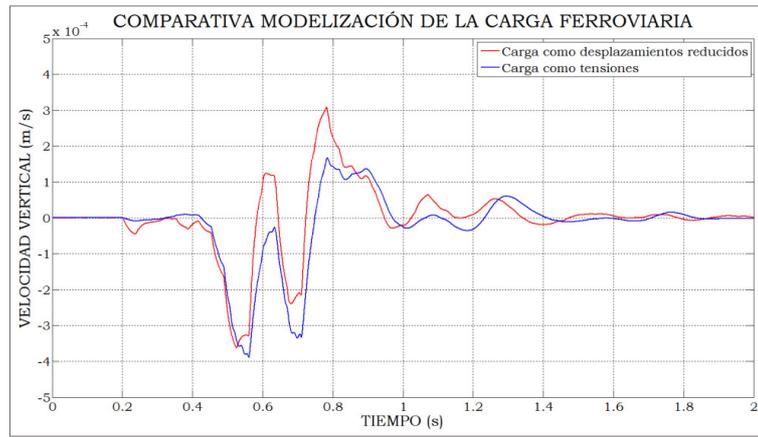


Figura 4.103. Comparativa velocidad vertical en losa con carga ferroviaria como desplazamientos prescritos

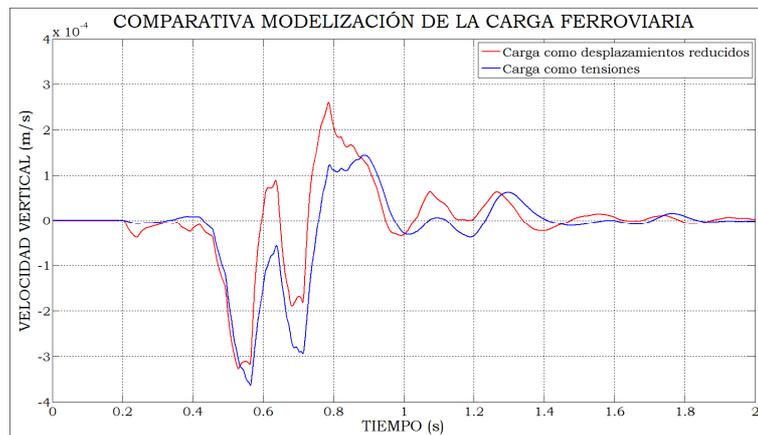


Figura 4.104. Comparativa velocidad vertical en hastial con carga ferroviaria como desplazamientos prescritos

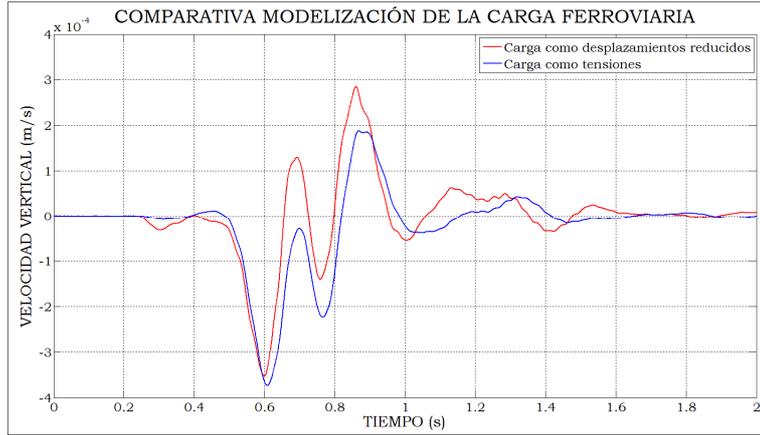


Figura 4.105. Comparativa velocidad vertical en 1ª planta edificación con carga ferroviaria como desplazamientos prescritos

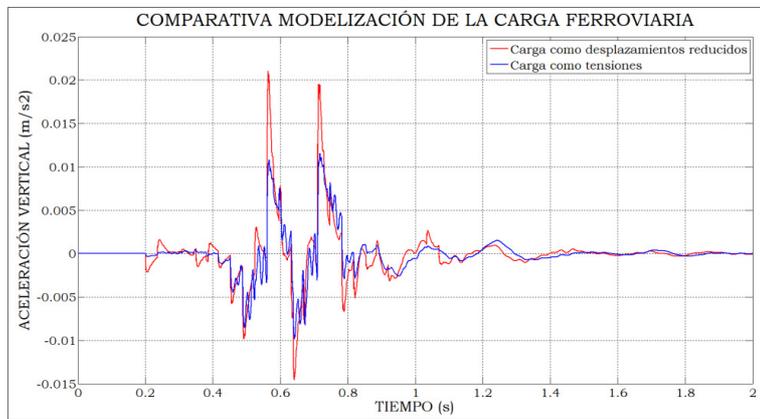


Figura 4.106. Comparativa aceleración vertical en losa con carga ferroviaria como desplazamientos prescritos

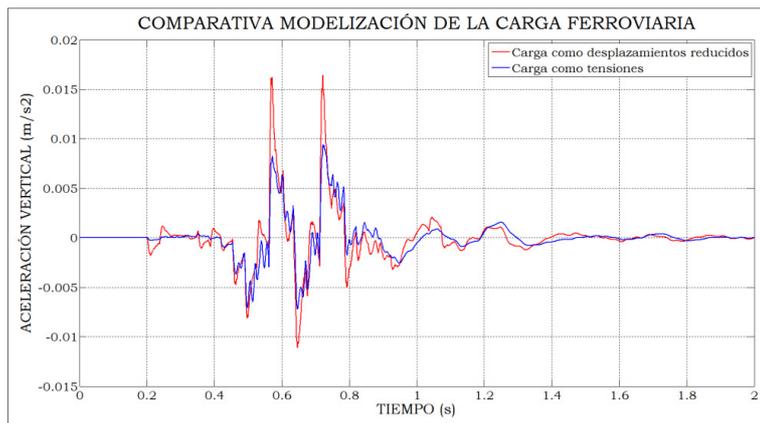


Figura 4.107. Comparativa aceleración vertical en hastial con carga ferroviaria como desplazamientos prescritos

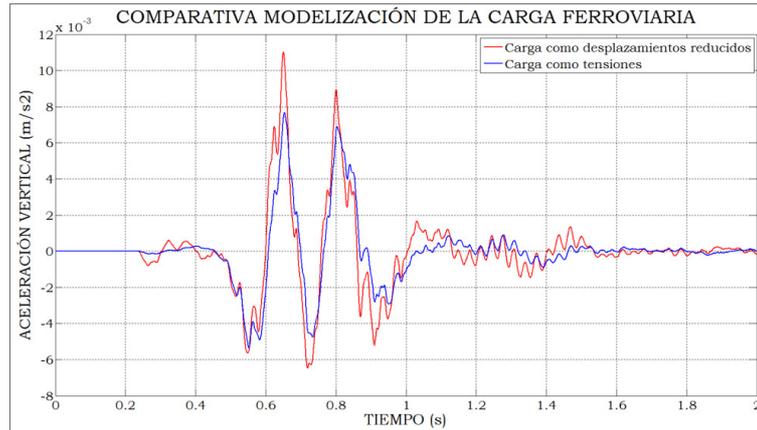


Figura 4.108. Comparativa aceleración vertical en 1ª planta edificación con carga ferroviaria como desplazamientos prescritos

A la vista de los resultados anteriores es posible concluir que:

- **Las diferencias encontradas en velocidad vertical entre las modelizaciones son reducidas si a los desplazamientos le es aplicada la misma reducción que a la carga que llega al apoyo. Las diferencias en los valores de aceleración vertical son relativamente importantes en los puntos situados en el interior del túnel y terreno circundante. En puntos más alejados de la fuente excitadora las diferencias en aceleración vertical son poco importantes.**
- **La razón de las diferencias encontradas en el interior del túnel en los valores de aceleración es debida a los valores de aceleración, velocidad y desplazamiento en los nodos donde están prescritos los desplazamientos. En estos nodos el desplazamiento está impuesto y por tanto, la velocidad y la aceleración también (según la formulación del método de Newmark), con lo que ésta en dichos nodos es muy elevada (se puede comprobar fácilmente sin más que aplicar las ecuaciones de Newmark a los desplazamientos impuestos). Esto implica que los elementos que incluyen los nodos con desplazamientos impuestos tienen una aceleración muy grande, por consiguiente altas fuerzas inerciales. Es lógico razonar que si los nodos del pad tienen una aceleración muy elevada, los elementos cercanos, como son los de la traviesa y losa también tengan aceleraciones mayores que las experimentadas en el caso de aplicación de tensiones o fuerzas. Este efecto (que es debido a aspectos numéricos) se va haciendo más pequeño y prácticamente despreciable a medida que aumenta la distancia a los nodos con desplazamientos prescritos. Debido a esto las aceleraciones en arena tosquita sobre túnel y edificación son muy similares, mientras que en losa y hastial las diferencias son algo más importantes. Las velocidades son**

parecidas en ambos casos.

- *Aplicar los desplazamientos bien sobre el pad o sobre el carril produce los mismos resultados, pero evitando la modelización explícita del carril, el paso de tiempo de cálculo es mayor con lo que es mejorada la eficiencia computacional.*
- *Aunque este tipo de modelización no aporta ninguna mejora respecto a la consideración de tensiones (incluso pueden ser menos precisos en los elementos del interior del túnel), puede ser interesante ya que es posible calcular los desplazamientos reales a partir de medidas “in situ” de aceleración y velocidad en el carril (normalmente con acelerómetros), mediante técnicas de integración numérica.*

Capítulo 5
ANÁLISIS GEOTÉCNICO

5.1 INTRODUCCIÓN

El objetivo de este capítulo es analizar la influencia de diversos parámetros geotécnicos en el nivel de vibración esperado. Los parámetros geotécnicos más importantes analizados son:

- Amortiguamiento de los diferentes materiales
- K_0
- Módulo de elasticidad del terreno
- NF
- Tipo de comportamiento del terreno
- Profundidad del túnel

5.2 AMORTIGUAMIENTO DEL RAILPAD

En PLAXIS sólo es posible modelizar el amortiguamiento de los materiales mediante un tipo Rayleigh, excepto si es empleado un tipo de comportamiento “Hardening soil en pequeñas deformaciones”. De esta forma, el posible amortiguamiento considerado en todos los materiales que no son terreno (carril, pad y hormigón) es modelizado según este tipo de amortiguamiento. Valores del amortiguamiento del railpad usados habitualmente en la literatura técnica son del orden del 10%, encontrándose en el rango entre el 6-15%.

En las 2 siguientes figuras se muestran los “loss factor” encontrados en varios tipos de pad (Thompson et al., 1997):

<i>Fastener</i>	<i>Vertical</i>			<i>Lateral</i>	
	<i>Dynamic stiffness MN m⁻¹</i>	<i>Frequency range Hz</i>	<i>Damping loss factor (-)</i>	<i>Dynamic stiffness MN m⁻¹</i>	<i>Frequency range Hz</i>
1. 4.5 mm ribbed pad/Nabla	2250(*)	300–1000	0.08	380	300–1000
2. Zw687a/Vossloh fastener	3550	600–1000	0.1	280	230–1000
3. Rheda modifiziert	60	100–550	0.25	50	200–550
4. FC9 pad/DE spring clips	3000	370–900	0.13	22	220–470
5(a). EVA pad/DE spring clips	4000	600–1000	0.13	265	230–1000
5(b). EVA/wooden sleeper/K	265	200–800	0.05	71	230–500

*Result very sensitive to tension in fasteners.

Figura 5.1. Rigidez dinámica en alta frecuencia de railpads bajo precarga con clips. Carga externa 40 kN, con precarga debida a clips (Thompson et al., 1997)

Fastener	Direction	Without clips			With clips
		External preload kN	Dynamic stiffness MN m ⁻¹	Damping loss factor (-)	Dynamic stiffness MN m ⁻¹
4. FC9 cork-rubber pads (4.5 mm)	Vertical	20	1060	0.19	—
		40	1530	0.19	3000
		80	2750	0.18	—
5(a). EVA pads (4.5 mm)	Vertical	20	2120	0.14	3000
		40	3000	0.13	4000
		80	3850	0.11	5960
	Lateral	20	141	0.18	237
		40	178	0.18	266
		80	200	0.18	282

Figura 5.2. Rigidez dinámica en alta frecuencia de railpads medidos bajo varias precargas con y sin clips. (Thompson et al., 1997)

Thompson et al. (1997) concluye que variaciones en el “loss factor” del 50% son comunes. Maes et al. (2006) proporcionan valores del “loss factor” de diferentes pads sometidos a cargas sinusoidales con un rango de frecuencias de 20-2500 Hz, donde se observa una variación casi lineal en una escala log f (Hz)-loss factor, tal y como se muestra en las 2 figuras siguientes:

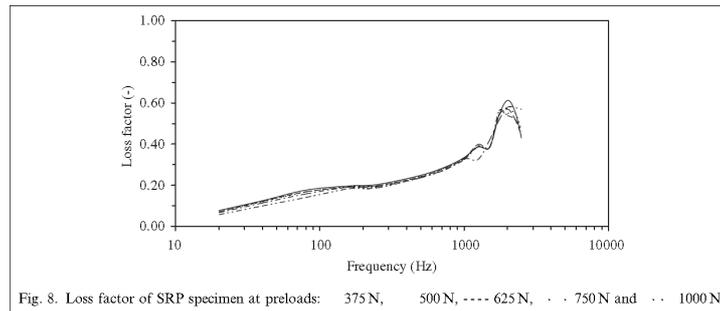


Figura 5.3. “Loss factor” en 3 tipos de railpad en función de la frecuencia de la carga (Maes et al., 2006)

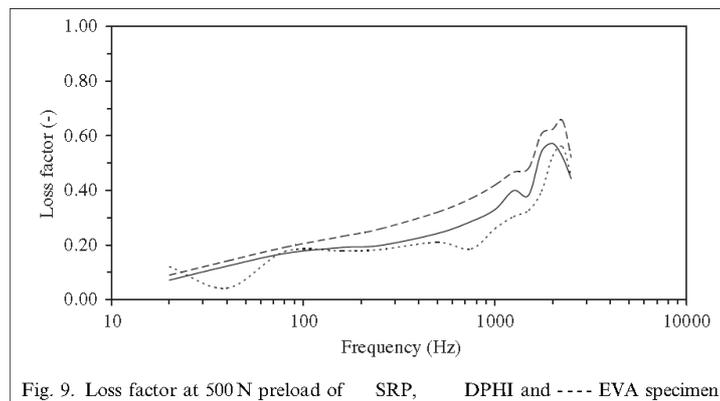


Figura 5.4. “Loss factor” en 3 tipos de railpad en función de la frecuencia de la carga (Maes et al., 2006)

En Melis (2008) se dan los siguientes valores del pad:

Tabla 5.1. Propiedades de varios pad dadas en Melis (2008)

Autor	Amortiguamiento c (kNs/m)	Rigidez k (kN/mm)
Andersson	30	250
Suzuki	98	110
Ishida	30	100
Ono	98	60

Considerando un sistema unidimensional y despreciando la contribución del coeficiente α (de hecho este valor no tiene ninguna influencia en los resultados), el valor del coeficiente β Rayleigh está dado por la siguiente expresión:

$$\beta = \frac{c}{k} \tag{5.1}$$

De esta forma los valores del coeficiente β Rayleigh son los siguientes:

Tabla 5.2. Coeficiente β Rayleigh de varios pad

AUTOR	Coeficiente β Rayleigh
Andersson	0.00012
Suzuki	0.00089 (rigidez 110)
Ishida	0.0003 (rigidez 110)
Ono	0.001633 (rigidez 60)

Dado que las vibraciones estudiadas en el modelo genérico de un caso no real son de baja frecuencia es posible con los datos anteriores suponer un valor del coeficiente del amortiguamiento entre el 5% y el 10%. Para analizar la influencia de este parámetro se han realizado 3 modelizaciones numéricas con las siguientes características de amortiguamiento del pad:

Tabla 5.3. Coeficientes de amortiguamiento Rayleigh en pad para modelizaciones numéricas

AMORTIGUAMIENTO RESPECTO AL CRÍTICO (%)	RANGO DE FRECUENCIAS (Hz)	COEFICIENTES AMORTIGUAMIENTO RAYLEIGH	
		α	β
10	0.5-50	0.622	0.00063
10 (según Ono)	0.5-20	0.613	0.00160
5 (según Maes et al.)	0.5-20	0.306	0.00077

En los demás materiales no se ha considerado amortiguamiento alguno. Los resultados encontrados son los siguientes:

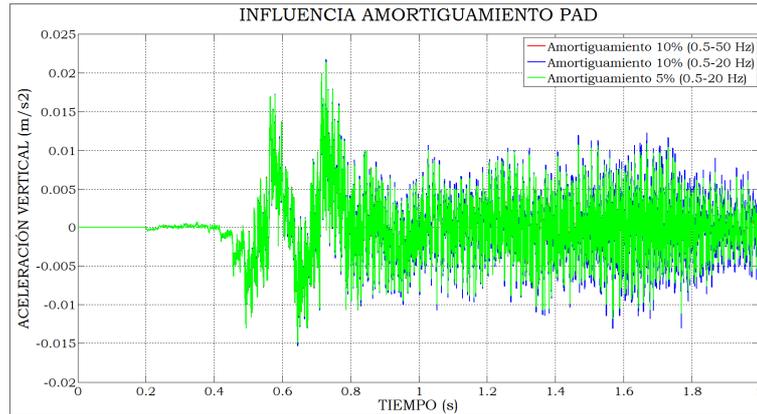


Figura 5.5. Comparativa aceleración vertical en losa por variación amortiguamiento en pad

En los restantes puntos de control los valores de aceleración son idénticos en las 3 modelizaciones y no son mostrados por esta razón.

Con los resultados anteriores es posible concluir que:

- **La influencia del amortiguamiento del pad (con los valores recogidos en la literatura técnica) en las vibraciones de la losa es muy pequeña.**
- **En el terreno circundante, edificación y superficie libre las vibraciones son idénticas en las 3 modelizaciones por lo que el valor del amortiguamiento del pad tiene una nula o poco importante influencia en la respuesta esperada en la edificación, terreno circundante y superficie libre.**

5.3 AMORTIGUAMIENTO EN TRAVIESA, LOSA Y REVESTIMIENTO

Los valores de amortiguamiento en traviesa, losa y revestimiento considerados en la literatura técnica son muy dispersos. La razón de esta dispersión es debida probablemente al hecho de falta de ensayos o conocimiento del amortiguamiento. De esta forma los valores encontrados son los siguientes para el caso de hormigón:

- Revestimiento y losa
 - o Amortiguamiento = 5% (Clouteau et al., 2005).
 - o Amortiguamiento = 1.5% (Andersen et al., 2006).
 - o Amortiguamiento = 0% (Hussein et al., 2006), (Forrest et al., 2006a).
- Traviesa
 - o Amortiguamiento 0.5% (Thompson, 2009)

Newmark et al. (1982) recomiendan el uso de los siguientes coeficientes de amortiguamiento, dados en la siguiente figura:

TABLE 3. RECOMMENDED DAMPING VALUES

Stress Level	Type and Condition of Structure	Percentage Critical Damping
Working stress, no more than about ½ yield point	• Vital piping	1 to 2
	• Welded steel, prestressed concrete, well reinforced concrete (only slight cracking)	2 to 3
	• Reinforced concrete with considerable cracking	3 to 5
	• Bolted and/or riveted steel, wood structures with nailed or bolted joints	5 to 7
At or just below yield point	• Vital piping	2 to 3
	• Welded steel, prestressed concrete (without complete loss in prestress)	5 to 7
	• Prestressed concrete with no prestress left	7 to 10
	• Reinforced concrete	7 to 10
	• Bolted and/or riveted steel, wood structures, with bolted joints	10 to 15
	• Wood structures with nailed joints	15 to 20

Figura 5.6. Valores recomendados de amortiguamiento para diferentes materiales y estructuras (Newmark et al., 1982)

Considerando que el paso ferroviario, habitualmente, no produce agrietamiento en los elementos de hormigón para razonable pensar que el valor del coeficiente de amortiguamiento puede variar entre el 0.5 y el 3%. Valores superiores pueden ser válidos pero dentro de un nivel tensional y agrietamiento elevado, que en principio no es compatible con el propio de infraestructuras ferroviarias en buen estado.

Dado lo anterior, se han realizado 4 modelizaciones numéricas que son las siguientes:

Tabla 5.4. Valores de los coeficientes de amortiguamiento Rayleigh en hormigón para modelizaciones numéricas

DESCRIPCIÓN MODELIZACIÓN	AMORTIGUAMIENTO RESPECTO AL CRÍTICO (%)	RANGO DE FRECUENCIAS (Hz)	COEFICIENTES AMORTIGUAMIENTO RAYLEIGH	
			α	β
Hormigón 1	0.5	0.5-50	0.0311	0.000031
Hormigón 2	0.5	0.5-20	0.0306	0.000077
Hormigón 3	1	0.5-20	0.0613	0.000155
Hormigón 4	3	0.5-20	0.1838	0.000465

El amortiguamiento en la edificación y en el terreno ha sido considerado nulo en las 4 modelizaciones consideradas y en el pad el amortiguamiento ha sido considerado del 10% (0.5-50 Hz).

Los resultados comparados son los siguientes:

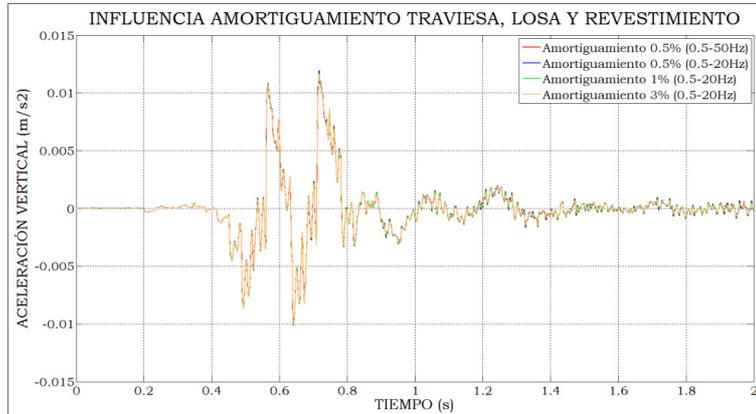


Figura 5.7. Comparativa aceleración vertical en losa por variación amortiguamiento en traviesa, losa y revestimiento

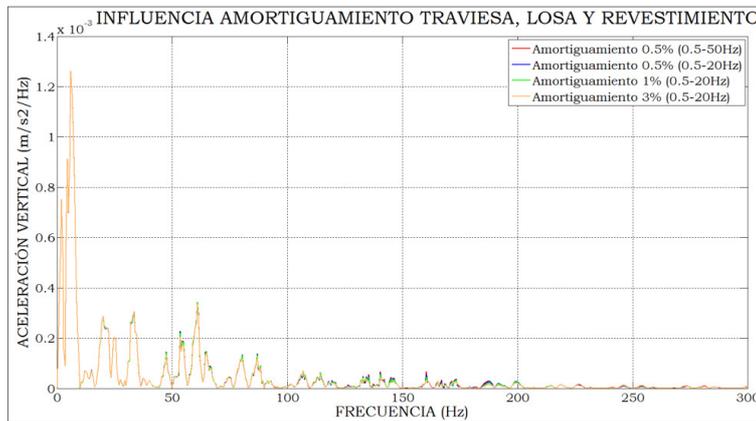


Figura 5.8. Comparativa aceleración vertical en losa por variación amortiguamiento en traviesa, losa y revestimiento en el dominio de la frecuencia

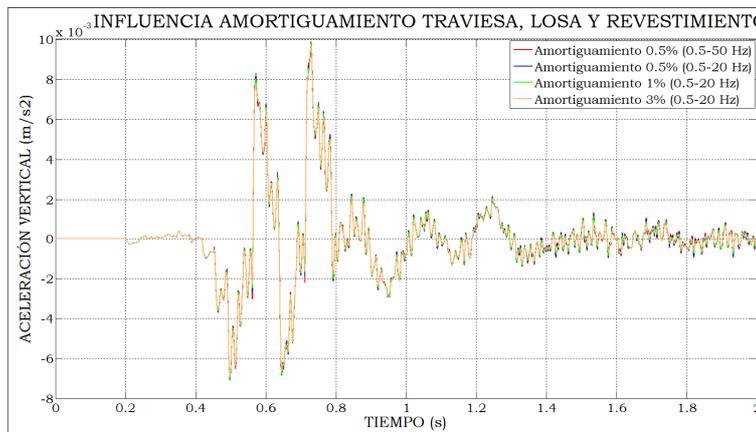


Figura 5.9. Comparativa aceleración vertical en hastial por variación amortiguamiento en traviesa, losa y revestimiento

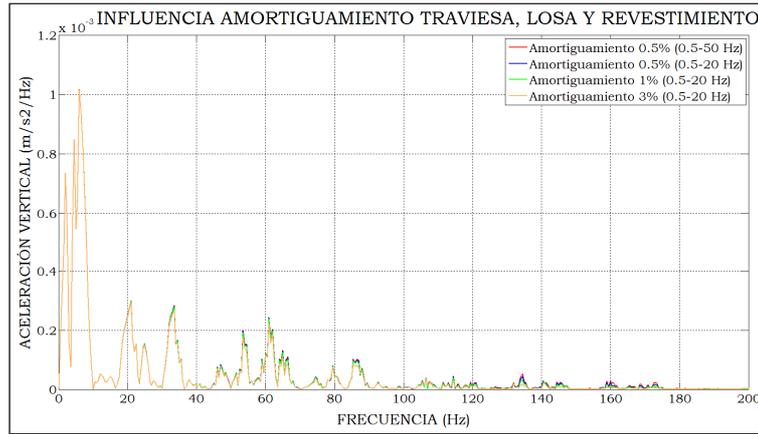


Figura 5.10. Comparativa aceleración vertical en hastial por variación amortiguamiento en traviesa, losa y revestimiento en el dominio de la frecuencia

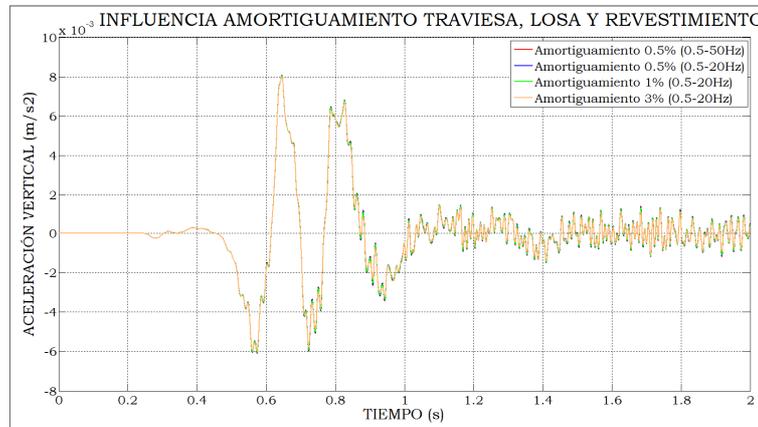


Figura 5.11. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación sobre túnel por variación amortiguamiento en traviesa, losa y revestimiento

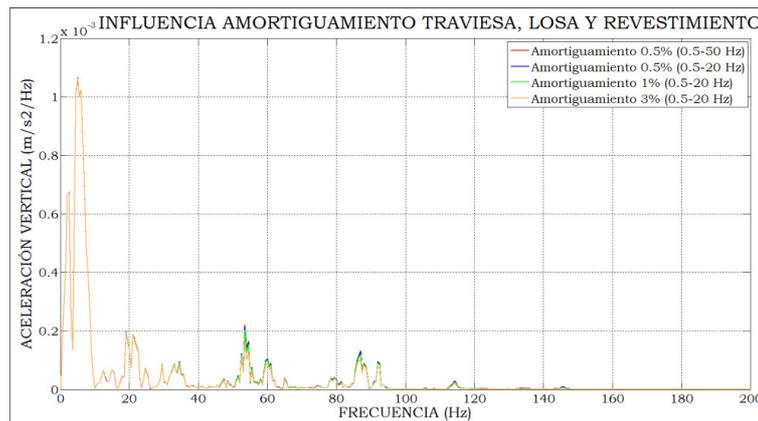


Figura 5.12. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación sobre túnel por variación amortiguamiento en traviesa, losa y revestimiento en el dominio de la frecuencia

De los resultados anteriores puede concluirse que:

- **En modelos 2D la influencia del amortiguamiento (con los valores recogidos**

en la literatura técnica) en traviesa, losa y revestimiento es muy reducida. De hecho el único efecto que muestra un incremento de amortiguamiento es una ligera reducción de frecuencias dominantes, siempre hacia frecuencias bajas.

5.4 AMORTIGUAMIENTO DEL TERRENO

Tal y como se ha descrito en el capítulo 3, el amortiguamiento del terreno es histerético y su magnitud no es constante sino que depende fuertemente del nivel de deformación tangencial cíclica. Considerando los 2 suelos elegidos para el caso no real aquí estudiado y considerando que la máxima deformación tangencial cíclica es del orden de $3 \cdot 10^{-6}$, el coeficiente de amortiguamiento según Vucetic et al. (1991) sería del 1-1.5% para ambos suelos, tal y como puede comprobarse en la figura 3.23.

Aplicando la expresión dada por Ishibashi et al. (1993), que ha sido expuesta en capítulo 3, el coeficiente de amortiguamiento para los 2 suelos considerados es el siguiente (según el valor de G/G_{max} considerado):

Tabla 5.5. Amortiguamiento del terreno según Ishibashi et al. (1993)

Terreno	IP	G/G_{max}	ξ (respecto al crítico)
Arena de Miga	12	0.95	1.7%
Arena de Miga	12	0.9	2.3%
Arena Tosquiza	17	0.95	1.6%
Arena Tosquiza	17	0.9	2.1%

Con los valores anteriores y ante la falta de información precisa del amortiguamiento de la arena de miga y la arena tosquiza se ha considerado un amortiguamiento en los dos suelos variable entre el 1 y el 2%. Para la elección del rango de frecuencias, dentro de un amortiguamiento tipo Rayleigh, se han empleado dos: entre 0.5-20 Hz (máxima frecuencia para carga cuasiestática) y entre 0.5-3 Hz. En la literatura técnica la dispersión en el rango de frecuencias es enorme y no se ha encontrado justificación clara. Lo que sí parece claro es que, dentro de un amortiguamiento tipo Rayleigh, el rango de frecuencias debe contener al menos las frecuencias máximas de la carga o fuerza externa y las propias del sistema. Según la expresión dada por Kramer (1996) las frecuencias propias de un depósito de suelo es la siguiente:

$$f_n = \frac{V_s}{4H} (1 + 2n) \tag{5.2}$$

Donde f_n es la n -ésima frecuencia natural del depósito del suelo en Hz con $n=0,1,$

2.....La primera frecuencia natural (frecuencia fundamental) sería para este caso particular:

- $f_1 = 107.41 / (4 \cdot 5) = 5.37$ Hz, para la arena de miga
- $f_1 = 122.51 / (4 \cdot 15) = 2.04$ Hz, para la arena tosquiza (considerando un espesor de la misma de 15 metros)

Con lo que el rango más adecuado sería el 0.5-20 Hz, aunque se ha considerado también el 0.5-3 Hz para mostrar el efecto de considerar amortiguamientos elevados en el terreno. De esta forma se han realizado las siguientes modelizaciones numéricas, donde se ha considerado el mismo coeficiente de amortiguamiento para la arena de miga que para la arena tosquiza:

Tabla 5.6. Valores de los coeficientes de amortiguamiento Rayleigh en el terreno para modelizaciones numéricas

DESCRIPCIÓN MODELIZACIÓN	AMORTIGUAMIENTO RESPECTO AL CRÍTICO (%)	RANGO DE FRECUENCIAS (Hz)	COEFICIENTES AMORTIGUAMIENTO RAYLEIGH	
			α	β
Suelo1	1	0.5-20	0.0613	0.00016
Suelo2	2	0.5-20	0.1225	0.00032
Suelo3	2	0.5-3	0.1077	0.00181

En el pad ha sido considerado un amortiguamiento del 10% y en la traviesa, losa y revestimiento del 0.5%. En la edificación no se ha considerado ningún amortiguamiento.

Los resultados comparados son los siguientes:

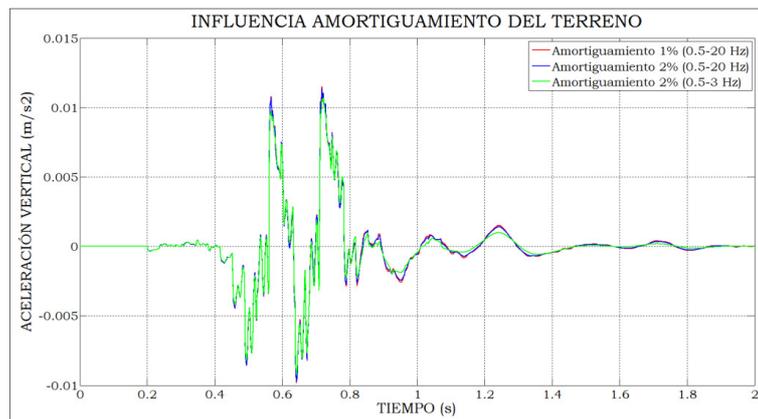


Figura 5.13. Comparativa aceleración vertical en losa por variación amortiguamiento en terreno

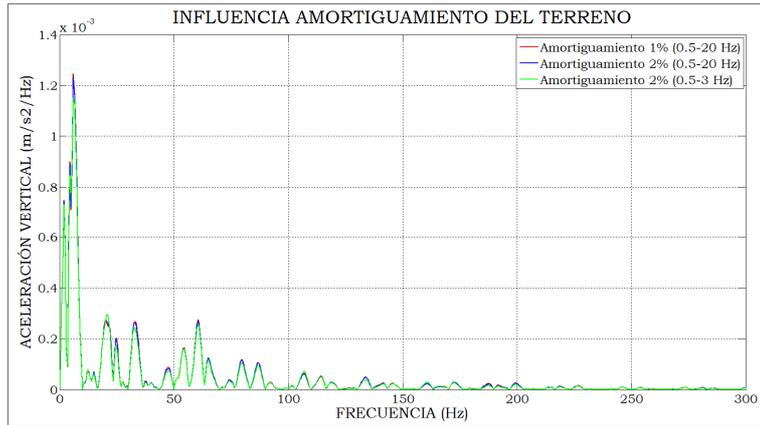


Figura 5.14. Comparativa aceleración vertical en losa por variación amortiguamiento en terreno en el dominio de la frecuencia

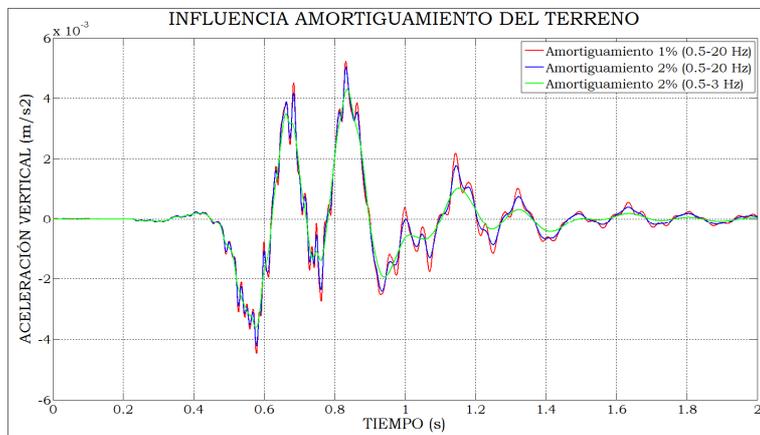


Figura 5.15. Comparativa aceleración vertical en arena tosca sobre túnel por variación amortiguamiento en terreno

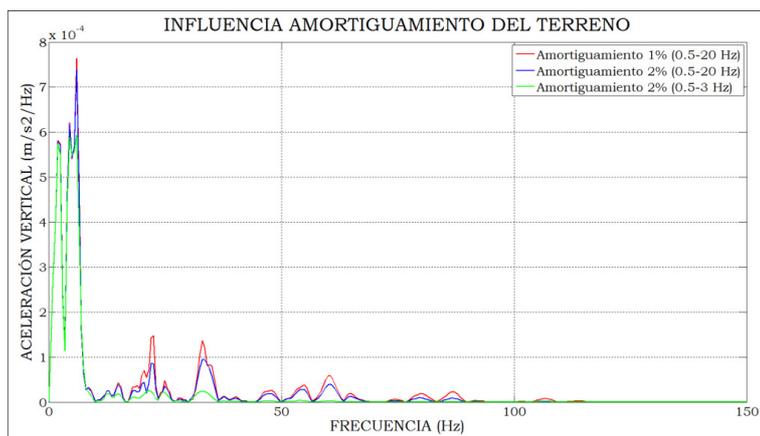


Figura 5.16. Comparativa aceleración vertical en arena tosca sobre túnel por variación amortiguamiento en terreno en el dominio de la frecuencia

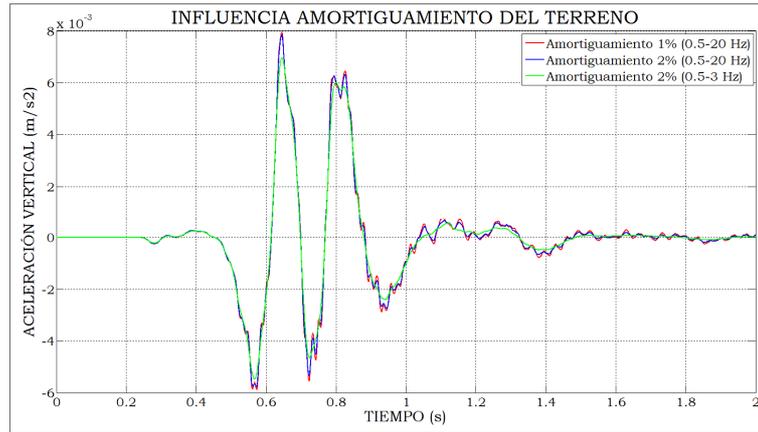


Figura 5.17. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por variación amortiguamiento en terreno

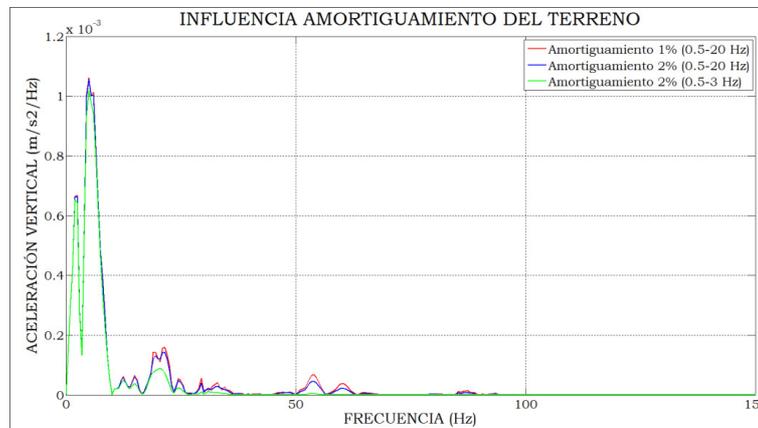


Figura 5.18. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por variación amortiguamiento en terreno en el dominio de la frecuencia

De los resultados anteriores puede concluirse que:

- **En modelos 2D la influencia del valor de amortiguamiento del terreno (con los valores recogidos en la literatura técnica) es reducida. De hecho el único efecto que muestra un incremento de amortiguamiento es una reducción de frecuencias, siempre hacia frecuencias bajas, pero donde la máxima respuesta en el interior del túnel, en el terreno y en la edificación es muy parecida en todos los casos.**
- **Dado que las deformaciones máximas son muy pequeñas ($\approx 3 \cdot 10^{-6}$) es razonable que valores pequeños de amortiguamiento en el terreno (1-3%) serán los más adecuados.**

5.5 AMORTIGUAMIENTO EN EDIFICACIÓN

Para analizar la influencia de amortiguamiento en la edificación se han realizado 3

modelizaciones numéricas, donde ha sido variado el amortiguamiento de la misma. Considerando la edificación de hormigón, valores habituales del coeficiente de amortiguamiento han sido mostrados en la figura 5.6.

Ungar et al. (1975) proponen valores alrededor del 0.5% para el estudio de vibraciones generadas en edificios por el paso ferroviario en túneles. Chua et al. (1995) consideran un valor de amortiguamiento del 2% para el primer modo natural de vibración de la estructura, que fija en 0.83 Hz (bajas frecuencias). Jeary (1997) aporta valores de amortiguamiento en el rango 0.5-2%.

Con estos valores han sido considerados los siguientes casos:

Tabla 5.7. Valores de los coeficientes de amortiguamiento Rayleigh en la edificación para modelizaciones numéricas

DESCRIPCIÓN MODELIZACIÓN	AMORTIGUAMIENTO RESPECTO AL CRÍTICO (%)	RANGO DE FRECUENCIAS (Hz)	COEFICIENTES AMORTIGUAMIENTO RAYLEIGH	
			α	β
Edificación 1	1	0.5-6	0.0579	0.00049
Edificación 2	2	0.5-6	0.1160	0.00098
Edificación 3	5	0.5-6	0.2899	0.00244

En el pad ha sido considerado un amortiguamiento del 10%, en la traviesa, losa y revestimiento el 0.5%, y en el terreno el 1%.

Los resultados comparados son los siguientes:

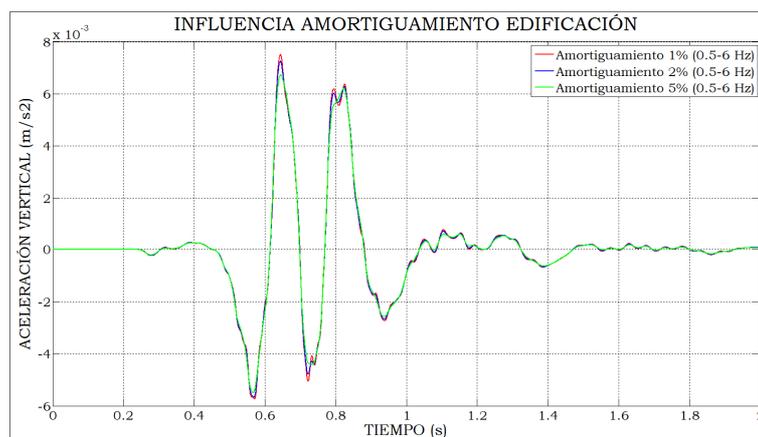


Figura 5.19. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por variación amortiguamiento en edificación

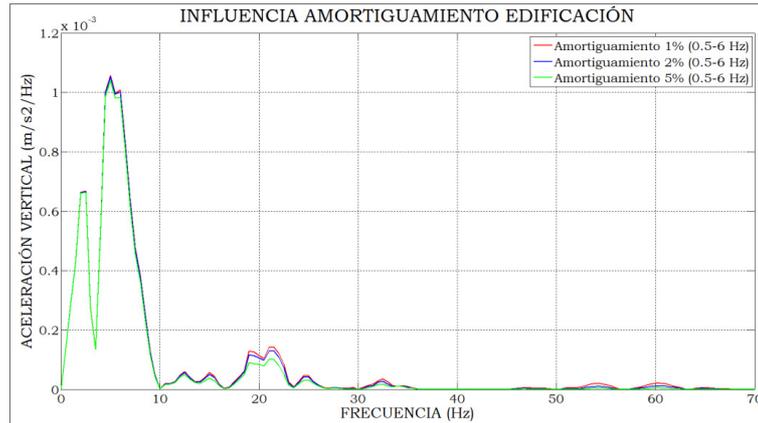


Figura 5.20. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por variación amortiguamiento en edificación en el dominio de la frecuencia

En sótano y 1ª planta los resultados presentan las mismas diferencias que las mostradas para la 3ª planta.

De los resultados anteriores puede concluirse que:

- **En modelos 2D la influencia del amortiguamiento de la edificación (con los valores recogidos en la literatura técnica) es reducida. De hecho el único efecto que muestra un incremento de amortiguamiento es una reducción de frecuencias, siempre hacia frecuencias bajas, pero donde la máxima respuesta en la edificación es muy parecida en todos los casos.**

5.6 COEFICIENTE DEL EMPUJE AL REPOSO (K_0)

La relación entre tensiones efectivas horizontales y verticales, o coeficiente de empuje al reposo (K_0), pueden obtenerse a partir de la expresión de Alpan (Alpan, 1967).

$$K_0 = K_{0nc} \cdot OCR^{ff} \quad (5.3)$$

Donde K_{0nc} es el coeficiente de empuje al reposo en condiciones normalmente consolidadas, OCR es el grado de sobreconsolidación y ff es un parámetro que depende del suelo.

Para la obtención de K_{0nc} se han propuesto numerosas expresiones:

$$K_{0nc} = 1 - \text{sen } \varphi' \quad (5.4)$$

dada por Jaky (1948) que es válida para todos los suelos.

$$K_{0nc} = 0.95 - \text{sen } \varphi' \quad (5.5)$$

dada por Brooker et al. (Brooker et al., 1965) que es válida para arcillas normalmente consolidadas.

$$K_{0nc} = 0.19 + 0.233 \cdot \log IP(\%) \quad (5.6)$$

dada por Alpan (Alpan, 1967) que es válida para arcillas normalmente consolidadas.

$$K_{onc} = \frac{v'}{1-v'} \quad (5.7)$$

Imponiendo deformaciones laterales nulas en la ley de Hooke.

Para el coeficiente ff , Alpan (1967) propuso la siguiente expresión válida sólo para arcillas:

$$ff = 0.54 \cdot 10^{-IP/281} \quad (5.8)$$

Para suelos areno-arcillosos, el coeficiente anterior puede adoptar un valor igual a 0.47.

Todas las expresiones anteriores dan resultados similares. En todas las modelizaciones numéricas realizadas hasta este punto se ha empleado la fórmula de Alpan con OCR igual 1 y donde K_{0nc} se ha estimado según la fórmula de Jaky.

De la Fuente (2006), en las VI Jornadas sobre sistemas de sostenimiento actual sostuvo que, para el empuje en reposo en suelos granulares y cohesivos normalmente consolidados, es frecuente adoptar la expresión: $K_0 = 1 - \text{sen } \varphi$, lo que proporciona valores entre 0.35-0.5 en arenas, dependiendo de su compacidad, y entre 0.5 y 0.7 en suelos arcillosos. En arenas compactas, K_0 se sitúa entre 1 y 1.5 y en suelos arcillosos compactos entre 1 y 2. En suelos preconsolidados su determinación es difícil, alcanzando valores que pueden superar ampliamente la unidad.

Para analizar la influencia que puede tener K_0 en las vibraciones se han realizado 5 modelizaciones numéricas donde se han considerado los siguientes valores:

Tabla 5.8. Valores de K_0 para modelizaciones numéricas

DESCRIPCIÓN MODELIZACIÓN	COEFICIENTE DE EMPUJE AL REPOSO	
	Arena de miga	Arena tosquiza
Ko 1	0.4264	0.4554
Ko 2	0.6396	0.6831
Ko 3	0.8528	0.9108
Ko 4	1.2792	1.3662
Ko 5	1.7056	1.8216

Los resultados entre todas las modelizaciones numéricas son idénticos en todos los puntos de control considerados, con lo que puede concluirse que la influencia del valor de K_0 tanto en las vibraciones verticales como en las horizontales es nula y es un parámetro geotécnico que no tiene influencia alguna en las vibraciones ferroviarias en túneles, al menos en el caso aquí considerado.

5.7 POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO

La influencia del nivel freático en las vibraciones ocasionadas por el paso ferroviario en túneles ha sido estudiada por Gupta et al. (2009b) mediante el modelo “PiP” (Forrest et al., 2006b) y el modelo acoplado periódico de elementos finitos y elementos de contorno (Clouteau et al., 2006), ambos formulados en el dominio de la frecuencia y la longitud de onda. Sin embargo, en el dominio del tiempo no se ha encontrado ningún estudio. Por esta razón, se estudia a continuación la posible influencia de la posición del nivel freático.

Todos los modelos realizados hasta ahora se han considerado en un medio seco. Para poder analizar la influencia que puede tener la existencia de nivel freático se han realizado 3 modelizaciones numéricas variando la posición del mismo y comparándolas con las realizadas sin NF. Las cotas del mismo consideradas han sido: cota inferior del revestimiento del túnel, cota superior del revestimiento del túnel y contacto entre arena tosquiza y arena de miga.

Cabe destacar que PLAXIS no genera excesos de presión de poro en un análisis dinámico, que podría ocurrir aun cuando se suponga la naturaleza granular de los suelos considerados debido al escaso tiempo en el que ocurre el fenómeno vibratorio. Es razonable asumir que, en general, no existe riesgo de licuefacción pero es necesario modificar los parámetros tenso-deformacionales del suelo bajo el nivel freático de forma que, durante el análisis dinámico, el comportamiento de los mismos sea no drenado.

Esto es posible sin más que modificar los valores de E y ν , dentro de un modelo de comportamiento Mohr-Coulomb.

Aplicando las siguientes ecuaciones es posible determinar el módulo de Young en condiciones no drenadas, de la siguiente forma:

$$G = \frac{E'}{2(1+\nu')} \tag{5.9}$$

$$G = \frac{E_u}{2(1+\nu_u)} \tag{5.10}$$

Considerando $\nu_u = 0.5$, el módulo de Young en condiciones no drenadas es dado por la siguiente expresión:

$$E_u = \frac{3 \cdot E'}{2 \cdot (1 + \nu')} = 1.15 \cdot E' \quad (\text{para } \nu' = 0.3) \tag{5.11}$$

Con esto, los parámetros tensodeformacionales considerados son los siguientes:

Tabla 5.9. Valores de E y ν en suelo en condiciones no drenadas

	ARENA DE MIGA	ARENA TOSQUIZA
E_u (kN/m ²)	69.25*10 ³	92.31*10 ³
ν_u	0.495	0.495

Los resultados obtenidos son los siguientes:

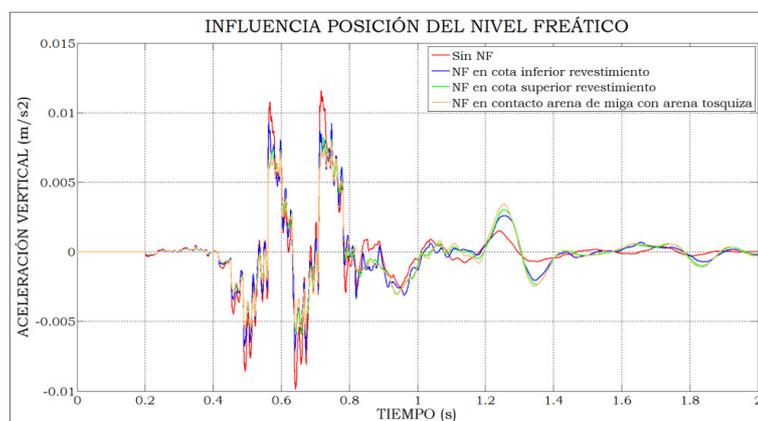


Figura 5.21. Comparativa aceleración vertical en losa por variación en la posición del nivel freático

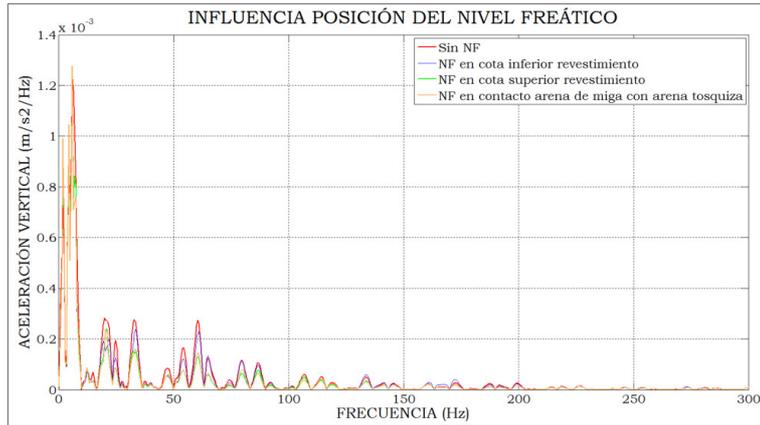


Figura 5.22. Comparativa aceleración vertical en losa por variación en la posición del nivel freático en el dominio de la frecuencia

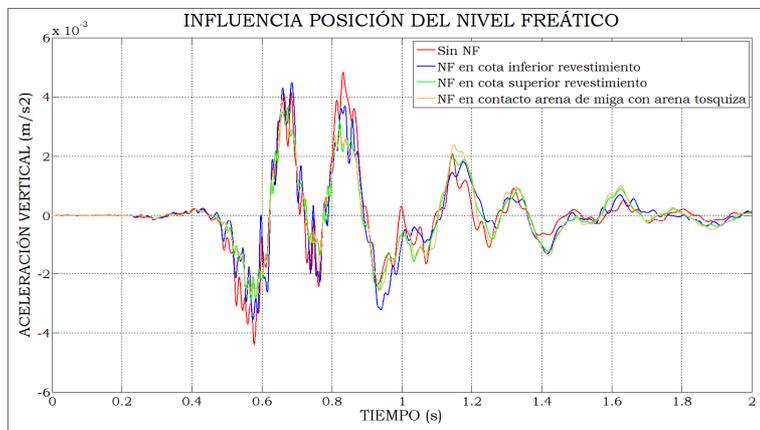


Figura 5.23. Comparativa aceleración vertical en arena tosquiza sobre túnel por variación en la posición del nivel freático

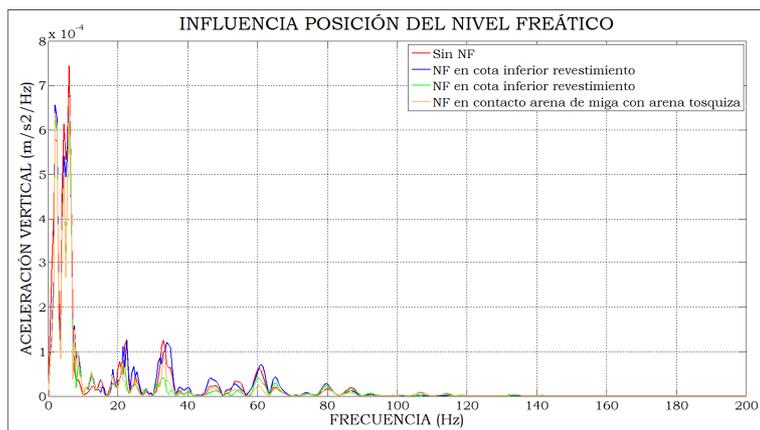


Figura 5.24. Comparativa aceleración vertical en arena tosquiza sobre túnel por variación en la posición del nivel freático en el dominio de la frecuencia

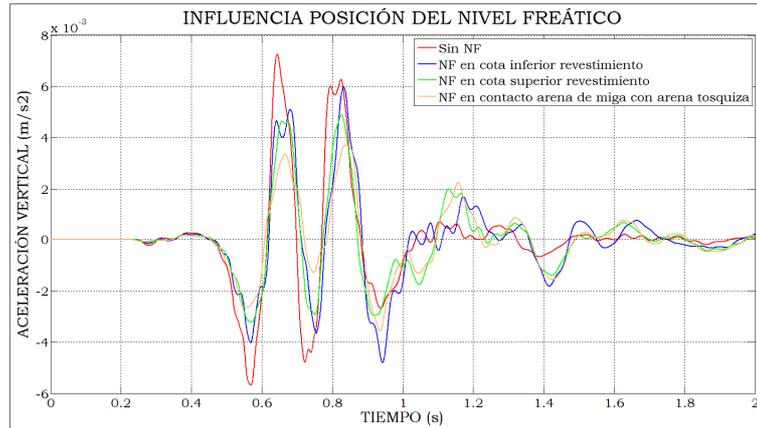


Figura 5.25. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por variación en la posición del nivel freático

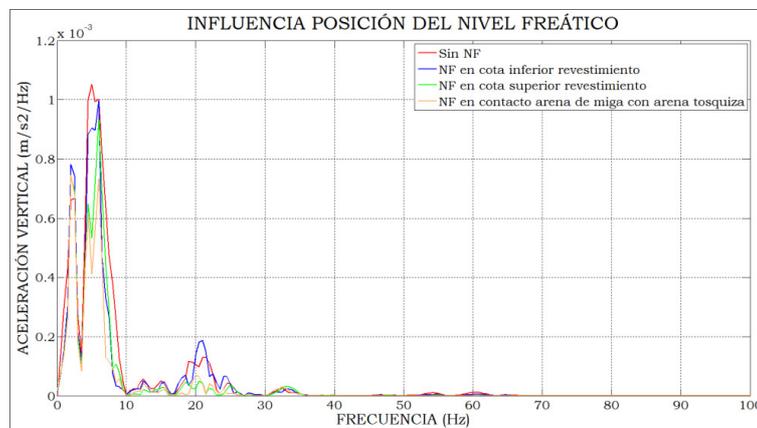


Figura 5.26. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por variación en la posición del nivel freático en el dominio de la frecuencia

De los resultados anteriores puede concluirse que:

- **La influencia del nivel freático en las vibraciones ferroviarias en túneles es importante debido básicamente a la menor compresibilidad del terreno en condiciones de saturación y no drenaje (previsible ante la carga dinámica ferroviaria). La condición de no drenaje es la responsable de este incremento de rigidez del terreno en condiciones de saturación.**
- **Lógicamente la variación de la posición del nivel freático implica variación de las vibraciones verticales, que son más importantes en la superficie libre del terreno y en la edificación que en el interior del túnel. Cuanto más próximo esté situado el NF a la edificación (o superficie libre) la aceleración vertical de pico en la misma será más pequeña. La siguiente figura muestra el valor de la máxima aceleración vertical en la edificación en función de la distancia entre su cimiento y el NF:**

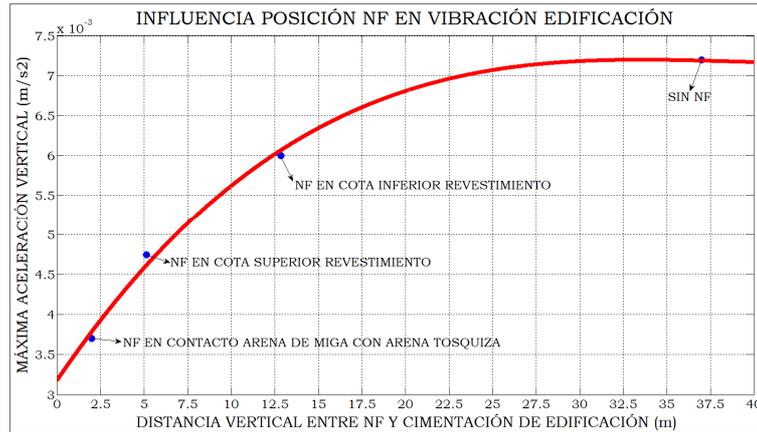


Figura 5.27. Máxima aceleración vertical en 3ª planta edificación en función de la distancia de la cimentación de la edificación al nivel freático

- **Estas conclusiones, que por una parte son totalmente lógicas, están de acuerdo con lo expuesto por Gupta et al. (2009b) y por Wang et al. (2011) para tráfico ferroviario en túneles, donde han sido empleados modelos numéricos de elementos finitos/elementos de contorno en el dominio de la frecuencia. También está en consonancia con lo expuesto por Schevenels et al. (2004) pero en dicha investigación son tratadas vibraciones de tráfico ferroviario en superficie, donde la generación y propagación de ondas Rayleigh son la principal fuente generadora de vibraciones. Sin embargo, hay que destacar que el verdadero motivo de la reducción de las vibraciones conforme más cerca esté situado el NF de la edificación es la condición de no drenaje del terreno, debido a que el fenómeno vibratorio se produce en un breve intervalo de tiempo, y por tanto, el comportamiento del terreno es a corto plazo.**

5.8 PROFUNDIDAD DEL TÚNEL

Gupta et al. (2009b) y Wang et al. (2011) presentan modelos de elementos de finitos/elementos de contorno en el dominio de la frecuencia para analizar la influencia de las vibraciones en la superficie libre del terreno en función de la profundidad del túnel. Las conclusiones son similares e indican una reducción de vibraciones con el aumento de la profundidad del túnel en la superficie libre mientras en el interior del túnel las diferencias son despreciables. El objeto de este apartado es analizar la influencia que tiene la profundidad del túnel en las vibraciones esperadas en las edificaciones próximas mediante modelos formulados en el dominio del tiempo. Para esto se han realizado 5 modelizaciones numéricas variando la profundidad del eje de túnel. Las profundidades analizadas han sido 12, 19.25, 26.95, 34.65 y 42.35 metros, que expresadas en función del diámetro exterior del túnel (D) son: 1.5*D, 2.5*D, 3.5*D, 4.5*D

y 5.5*D respectivamente. Estas distancias son entre la superficie del terreno y el centro geométrico del túnel.

Los resultados encontrados son los siguientes:

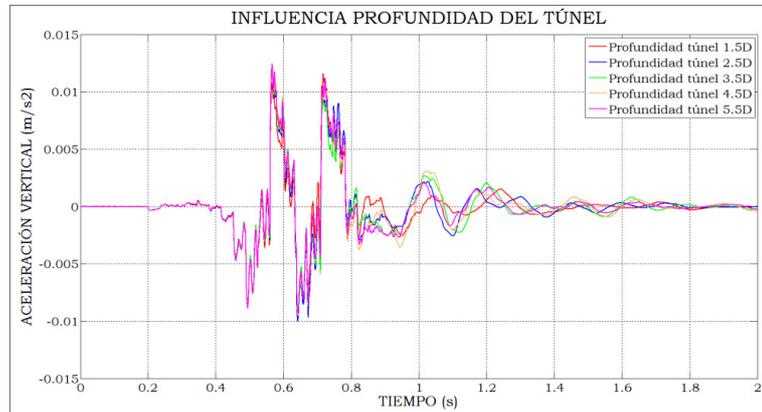


Figura 5.28. Comparativa aceleración vertical en losa por variación en la profundidad del túnel

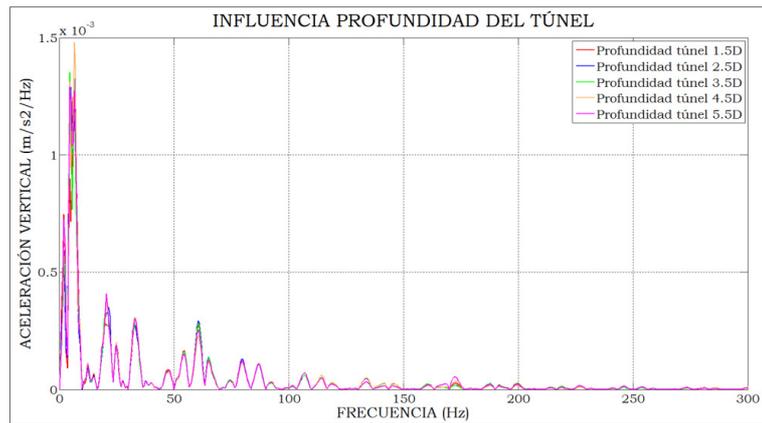


Figura 5.29. Comparativa aceleración vertical en losa por variación en la profundidad del túnel en el dominio de la frecuencia

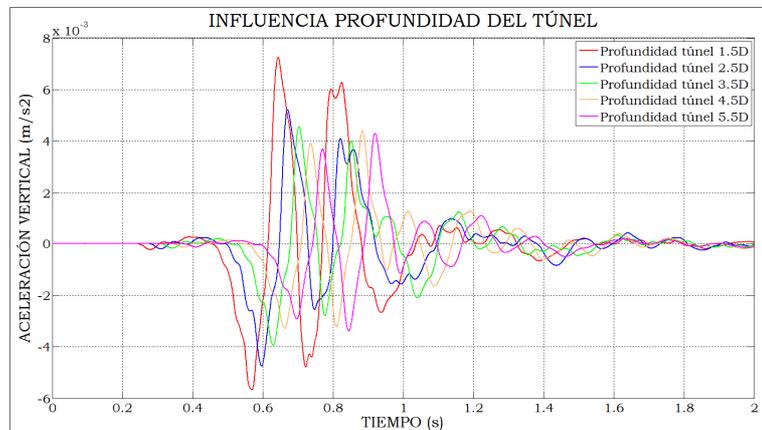


Figura 5.30. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por variación en la profundidad del túnel

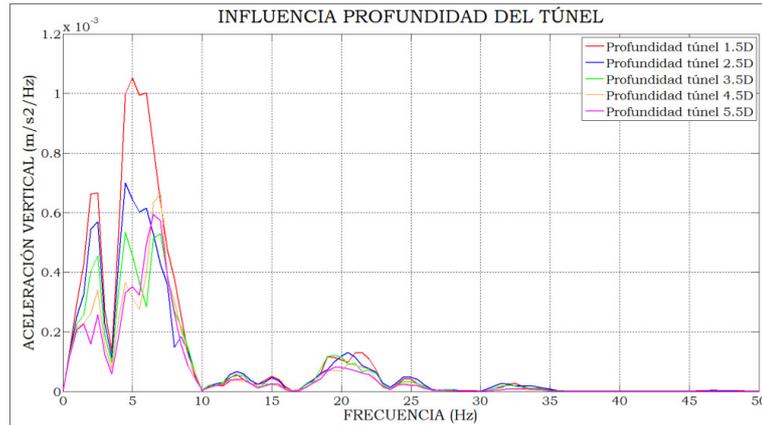


Figura 5.31. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por variación en la profundidad del túnel en el dominio de la frecuencia

De los resultados anteriores puede concluirse que:

- **Un aumento en la profundidad del túnel no provoca una reducción de las vibraciones en el interior del túnel.**
- **En sótano, 3ª planta de edificación y superficie libre del terreno es notable la reducción del nivel de vibraciones con el aumento de la profundidad del túnel pero a partir de una profundidad igual a 4.5D la reducción es prácticamente nula. Además, a partir de profundidades del túnel mayores a 2.5D la reducción de vibración se va haciendo cada vez menos notoria. En la siguiente figura se observa la máxima aceleración vertical en la 3ª planta de edificación en función de la profundidad del túnel:**

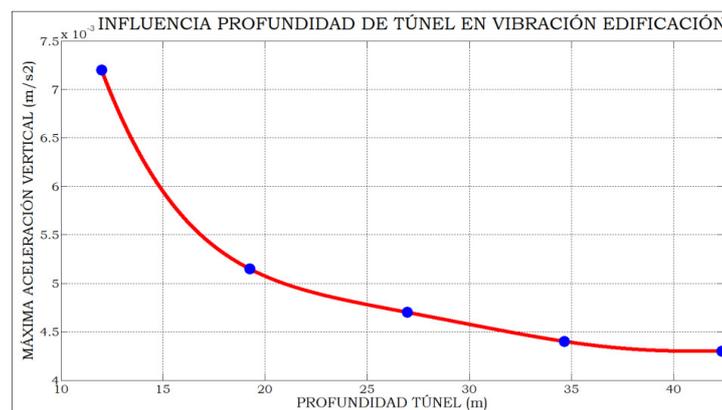


Figura 5.32. Máxima aceleración vertical en 3ª planta edificación en función de la profundidad del túnel

5.9 VARIACIÓN DE E DEL TERRENO CON LA PROFUNDIDAD

En todas las modelizaciones numéricas realizadas hasta ahora se ha supuesto un módulo de deformación del suelo constante con la profundidad. Es un hecho bien

conocido que el módulo de Young no es constante con la profundidad. Para poder cuantificar la posible influencia de este hecho en las vibraciones ocasionadas por el paso ferroviario en túneles se ha realizado 1 modelización numérica donde se ha tenido en cuenta la variación de E con la profundidad. Los valores de la variación de E con la profundidad considerados han sido los expuestos por Rodríguez Ortiz (2000) para arena de miga y arena tosquiza y por Rodríguez Ortiz et al. (1989). Las relaciones dadas por este autor son:

- **Arena de miga**

$$E = 45 \cdot z \text{ (kp/cm}^2\text{, con z en metros)} \quad (5.12)$$

Esta correlación, según Rodríguez Ortiz (2000), no es muy buena. Para una comparación realista con las modelizaciones realizadas, donde E se ha considerado constante con la profundidad, se ha supuesto que en el punto medio del estrato de la arena de miga el módulo E tenga un valor de $6 \cdot 10^4$ kN/m² (correspondiente al considerado en las modelizaciones anteriores), con lo que aceptando la variación lineal dada por Rodríguez Ortiz, la E considerada sería la representada en la siguiente figura:

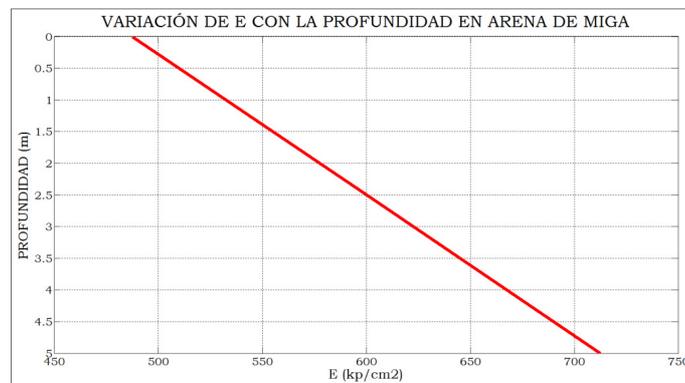


Figura 5.33. Variación de E con la profundidad para arena de miga

- **Arena tosquiza**

Rodríguez Ortiz (2000) no propone ninguna relación explícita debido a la gran dispersión encontrada en los ensayos realizados. La figura siguiente muestra el valor de E en función de la profundidad:

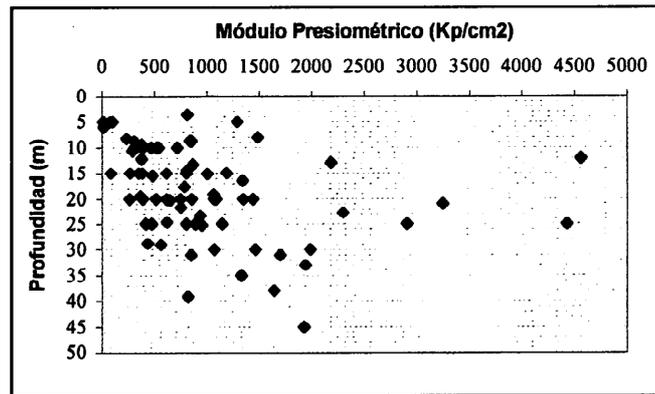


Figura 5.34. Variación de E con la profundidad para arena tosquiza (Rodríguez Ortiz, 2000)

Si se considera la zona con más densidad de datos y se traza una recta que ajuste los mismos, la relación quedaría aproximadamente igual a la mostrada para la arena de miga. Sin la pretensión de que esto sea rigurosamente “cierto” y únicamente con el objetivo de mostrar las diferencias encontradas en las vibraciones al considerar un valor de E variable en profundidad se ha considerado esta ley como válida, también para la arena tosquiza. De esta forma y considerando que el túnel se encuentra completamente localizado en este estrato, se ha considerado un espesor de influencia de 9 metros, con lo que considerando que en el centro de este espesor de influencia el valor de E es $8 \cdot 10^4$ kN/m² (valor adoptado como constante en las modelizaciones numéricas anteriores) se ha estimado el siguiente valor de E en función de la profundidad:

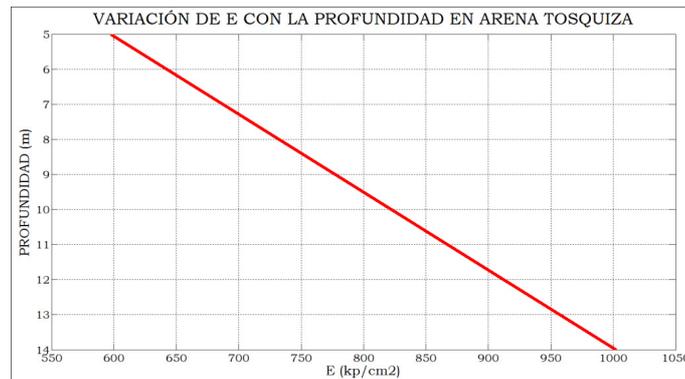


Figura 5.35. Variación de E con la profundidad para arena tosquiza

Considerando lo expuesto por Rodríguez Ortiz et al. (1989), la relación del módulo E con la profundidad es dada por la siguiente expresión:

$$E_s = E_0 \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_{at}}\right)^\alpha \tag{5.13}$$

Donde E_0 es el módulo de Young en el punto en el que la tensión es igual a la atmosférica, σ es la tensión efectiva de confinamiento, σ_{at} es la presión atmosférica y α es un parámetro de depende del tipo de suelo. Considerando un valor de E_0 de 50.000 kN/m² para un tipo de suelo “Arena con finos que no alteran la estructura granular” los valores de E resultan los mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 5.10. Valores de E en arena tosquiza en función de la profundidad

ARENA TOSQUIZA	
E (a 5 metros de profundidad)	50.000 kN/m ²
E (a 14 metros de profundidad)	98.656 kN/m ²

Con los datos anteriores es posible determinar la ecuación que relaciona E con la profundidad, que es la siguiente:

$$E(z) = 5406 \cdot (z - 5) + 50000 \quad \text{para } z \geq 5 \text{ metros} \quad (5.14)$$

donde E está medida en kN/m² y z en metros.

Con lo que el incremento de E por metro es 5.406 kN/m², cuyo valor es del orden del incremento anterior propuesto de valor 4.500 kN/m². Así, se ha considerado un valor de E dependiente de la profundidad según las figuras 5.33 y 5.35.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

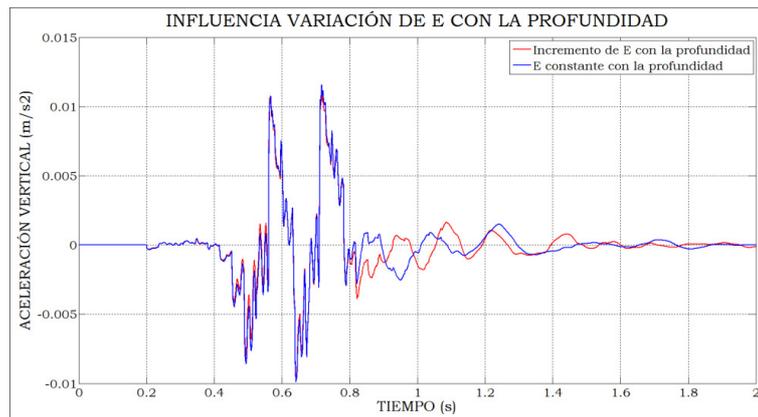


Figura 5.36. Comparativa aceleración vertical en losa por aumento de E con la profundidad

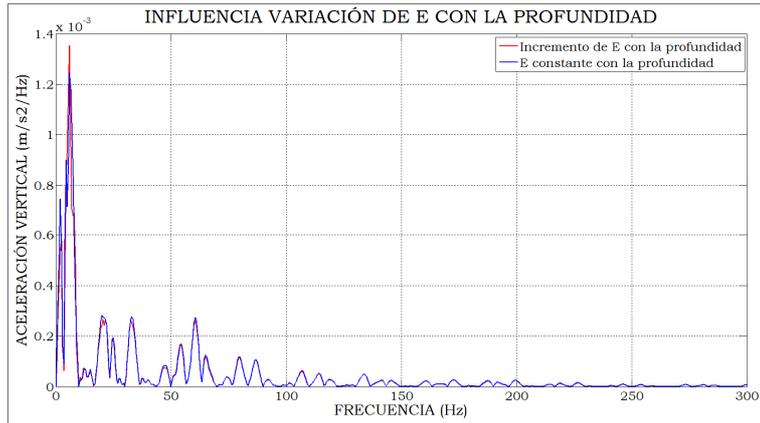


Figura 5.37. Comparativa aceleración vertical en losa por aumento de E con la profundidad en el dominio de la frecuencia

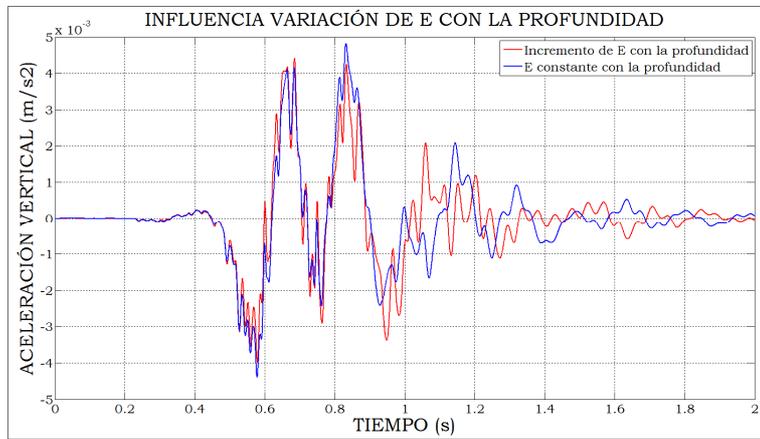


Figura 5.38. Comparativa aceleración vertical en arena tosquizada sobre túnel por aumento de E con la profundidad

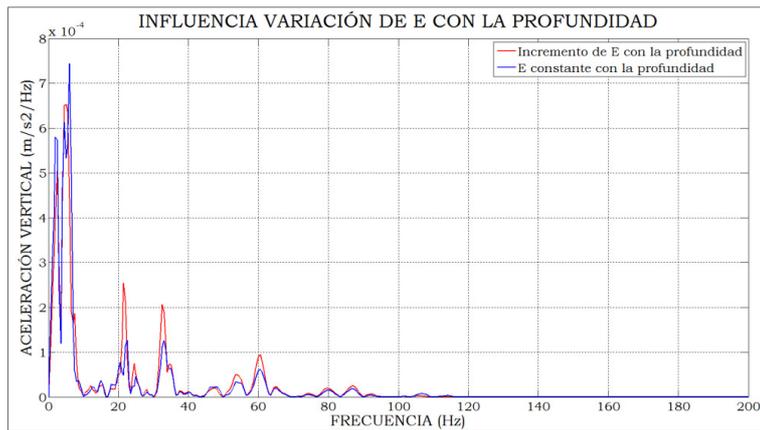


Figura 5.39. Comparativa aceleración vertical en arena tosquizada sobre túnel por aumento de E con la profundidad en el dominio de la frecuencia

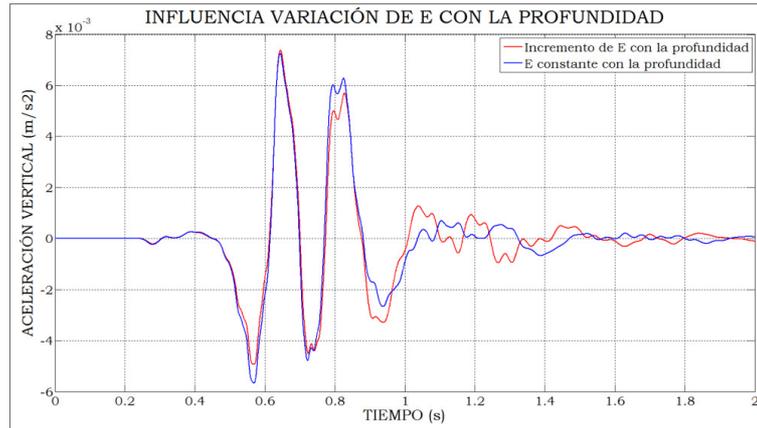


Figura 5.40. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación sobre túnel por aumento de E con la profundidad

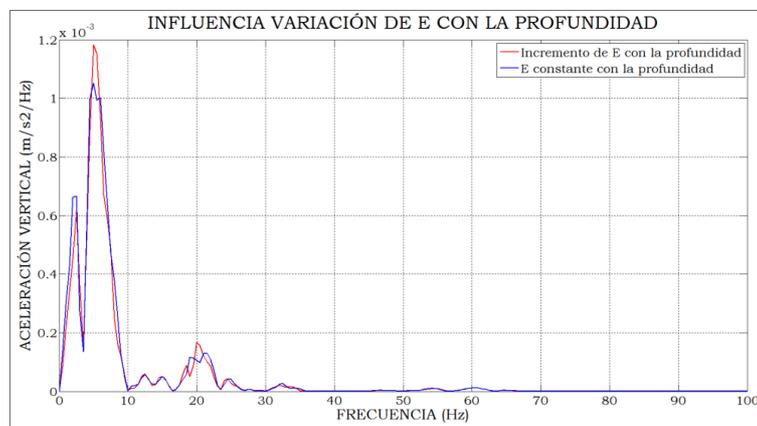


Figura 5.41. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación sobre túnel por aumento de E con la profundidad en el dominio de la frecuencia

De los resultados anteriores puede concluirse que:

- **La consideración de variación en el módulo de Young del terreno con la profundidad influye relativamente poco en la respuesta dinámica del túnel, del terreno y de la edificación en modelos 2D, siempre y cuando sean considerados valores medios de E en cada estrato de suelo, que los estratos o capas de terreno sean de espesor moderado y que el incremento por metro de profundidad no sea muy elevado.**
- **En casos donde el túnel esté localizado más profundo y/o el incremento de E con la profundidad sea mayor del aquí considerado es posible que la influencia de la variación de E sea más importante que en el caso aquí estudiado, con lo que para una mayor precisión en los resultados numéricos se estima importante considerar la variación de E con la profundidad o con el estado tensional.**

5.10 VALOR DE E DEL TERRENO EN MUY PEQUEÑAS DEFORMACIONES

Como se ha expuesto en el estado del conocimiento, el comportamiento tensodeformacional del suelo es altamente no lineal y los módulos que se deducen dependen del tipo de ensayo empleado (estático o dinámico, rápido o lento, número de ciclos). Esto no ocurre bajo muy pequeñas deformaciones, donde el comportamiento sí es elástico y las rigideces medidas bajo cargas estáticas monótonas son prácticamente iguales a las obtenidas en condiciones de carga dinámicas (Takenaka et al. (1970a y 1970b) y Nishigaki (1971)). Las deformaciones, al acercarse al límite elástico sí dependen de la velocidad de deformación y del grado de sobreconsolidación del suelo.

El efecto de la velocidad de deformación ha sido ampliamente estudiado. Hardin et al. (1972) y Drnevich et al. (1979) obtuvieron módulos de deformación independientes de la frecuencia de carga empleada en columna de resonancia. Chen (1948) realizó ensayos de compresión triaxiales estáticos, con deformaciones del 0.001%, y los resultados que obtuvo fueron muy similares a los obtenidos por Hardin (1978), para los mismos suelos, en columna de resonancia 30 años más tarde.

En arcillas saturadas, independientemente del tipo de arcilla y del método de ensayo, la respuesta tensodeformacional para pequeñas deformaciones es elástica lineal, tal como han puesto de manifiesto, por ejemplo, Akai et al. (1975) y Mukabi et al. (1991b) empleando ensayos de compresión triaxiales estáticos. También se ha demostrado que los módulos de rigidez obtenidos con ensayos estáticos son, desde un punto de vista práctico, idénticos a los obtenidos con ensayos dinámicos (Georgiannou et al., 1991). Además, se ha comprobado que la dependencia de la velocidad de ensayo en la relación tensión-deformación empieza a apreciarse para deformaciones superiores al 0.05%, y aumenta a medida que se incrementa la deformación (Akai et al., 1975).

Análogos ensayos se han llevado a cabo en arenas, llegándose también a conclusiones parecidas (por ejemplo, Shibuya et al. (1991) y Tatsuoka et al. (1990)).

Aunque el estudio está centrado en los módulos de elasticidad para suelos, se hace mención a dos trabajos que guardan relación con el argumento de este apartado, pero que fueron realizados con rocas blandas. Hashiguchi et al. (1990) ensayaron un estrato de roca blanda 'in situ' (ensayo 'down-hole') y en laboratorio (ensayos con ultrasonidos). Los módulos de Young fueron prácticamente los mismos.

También Kim et al. (1991), mediante ensayos de compresión triaxial a velocidades de deformación comprendidas entre 0.001 y 1% por minuto, analizaron una roca blanda

sedimentaria y concluyeron que los módulos de elasticidad eran muy similares en todos los casos (para deformaciones inferiores al 0.001%).

Finalmente, para una gran variedad de suelos, tampoco parece que el grado de sobreconsolidación de los suelos, la trayectoria de tensiones seguida en la consolidación, ni el estado inicial de tensiones tangenciales tengan influencia en el módulo de rigidez, al menos para deformaciones dentro del dominio elástico (Tatsuoka et al. (1992)).

El ensayo presiométrico convencional, en el que sólo se lleva a cabo un ciclo de carga y descarga, debe considerarse como un ensayo para relativamente grandes deformaciones. Sin embargo, los módulos obtenidos con un ensayo cíclico son muy parecidos a los obtenidos mediante ensayos en laboratorio o ensayos de propagación de ondas elásticas en el campo.

En resumen, es posible concluir que, para la mayor parte de suelos y rocas, los valores de rigidez obtenidos de ensayos en laboratorio y de ensayos 'in situ' son muy parecidos, siempre y cuando la dependencia del nivel de deformaciones sea tomada en cuenta. De esta forma, para una adecuada determinación del módulo de deformación del suelo en su estado original, en función del nivel de deformación, sería recomendable la realización de los siguientes ensayos (Medina, 1999):

- Medidas de la velocidad de propagación de ondas elásticas.
- Ensayos de laboratorio, con medidas precisas de deformaciones y tensiones usando muestras lo menos alteradas posible. Pueden ser estáticos o dinámicos.
- Ensayo presiométrico, con varios ciclos de carga y descarga, u otro ensayo 'in situ' de carga.

Hasta ahora se ha empleado en todas las modelizaciones numéricas un modelo de comportamiento Mohr-Coulomb para representar el comportamiento tensodeformacional del terreno. Los módulos de elasticidad empleados han sido los expuestos por Rodríguez Ortiz (2000), donde los mismos han sido determinados mediante ensayos presiométricos y/o triaxiales, principalmente. En estos ensayos, el nivel de deformaciones podría estar en torno a 10^{-3} (0.1%), y los módulos de deformación corresponderían a E_{50} , según la siguiente figura:

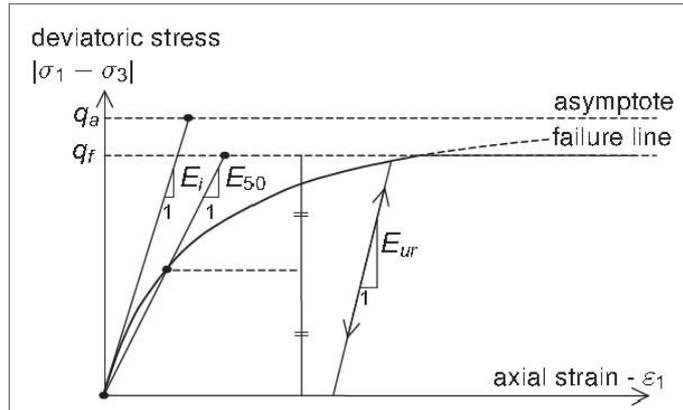


Figura 5.42. Relación hiperbólica tensión-deformación un primera carga en ensayo triaxial drenado standard (Plaxis, 2011)

La cuestión es que el paso ferroviario en túneles provoca, en general (salvo en suelos blandos), un nivel máximo de deformación en el terreno del orden de 10^{-6} - 10^{-5} (en el caso no real tratado aquí la máxima deformación es aproximadamente $2-3 \cdot 10^{-6}$), con lo que el módulo de elasticidad anterior sería rigurosamente poco adecuado. De hecho, resulta obvio pensar que el módulo de elasticidad más conveniente a emplear sería en pequeñas deformaciones o incluso en muy pequeñas deformaciones. El objeto de este subapartado es analizar la influencia que tiene la consideración del módulo de Young en pequeñas o muy pequeñas deformaciones, respecto de los módulos de elasticidad habituales dados en la literatura técnica.

Ante la falta de datos precisos del comportamiento de la arena de miga y arena tosquiza en pequeñas y muy pequeñas deformaciones, se van a calcular los valores de E (en pequeñas deformaciones) en base a relaciones o formulaciones dadas en la literatura técnica y que están recogidas en el capítulo 3.

Los datos de partida son recogidos en la siguiente tabla.

Tabla 5.11. Valores de E_{50} y γ_d en arena de miga y arena tosquiza

	ARENA DE MIGA	ARENA TOSQUIZA
E_{50} (kN/m ²)	$60 \cdot 10^3$	$80 \cdot 10^3$
γ_d (kN/m ³)	18	18.5

A partir de los valores anteriores, considerando $E_{ur} = 2 \cdot E_{50}$ (Plaxis, 2011) y que el nivel de deformación para el cual se ha obtenido E_{50} es 10^{-3} son calculados los valores de E_0 en base a lo expuesto por Hardin et al. (1969), por Alpan (1970) y por Vucetic et al. (1991).

Según Hardin et al. (1969) el valor de G_0 es dado según la siguiente expresión:

$$G_0 = \frac{(2.97-e)^2}{1+e} 33 \quad (5.15)$$

Donde e es el índice de huecos y G está medido en MPa. En este caso, los valores de G_0 y E_0 serían:

- **Arena de miga**
 - o $G_0 = 13.42 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$
 - o $E_0 = 2 \cdot (1 + \nu_{ur}) \cdot G_0 = 32.22 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$
- **Arena tosquiza**
 - o $G_0 = 14.25 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$
 - o $E_0 = 2 \cdot (1 + \nu_{ur}) \cdot G_0 = 34.20 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$

Según Alpan (1970), la relación entre módulo de elasticidad estático ($E_s = E_{ur}$) y el dinámico ($E_d = E_0$) es dado en la siguiente gráfica:

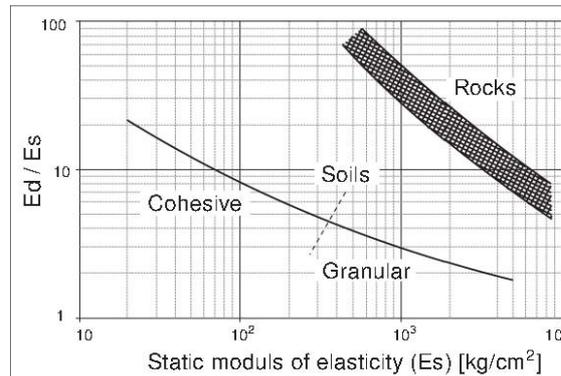


Figura 5.43. Relación entre rigidez dinámica ($E_d = E_0$) y estática ($E_s = E_{ur}$) (Alpan, 1970)

Para la arena de miga, la relación dada por Alpan (1970) sería la siguiente:

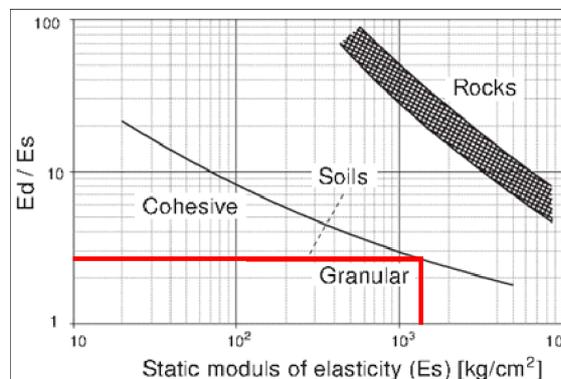


Figura 5.44. Relación entre rigidez dinámica ($E_d = E_0$) y estática ($E_s = E_{ur}$) para arena de miga según Alpan (1970)

Donde $E_0/E_{ur} = 2.7$, con lo que $E_0 = 32.4 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$.

Para la arena tosquiza, la relación dada por Alpan (1970) es la siguiente:

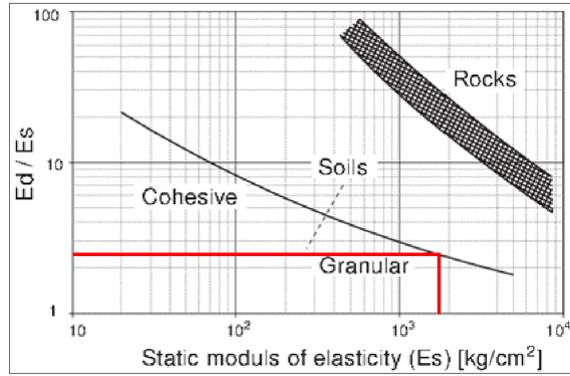


Figura 5.45. Relación entre rigidez dinámica ($E_d=E_0$) y estática ($E_s=E_{ur}$) para arena tosquiza según Alpan (1970)

Donde $E_0/E_{ur} = 2.4$, con lo que $E_0 = 38.40 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$.

Según Vucetic et al. (1991) el valor de G/G_{max} sería el dado en las 2 siguientes figuras:

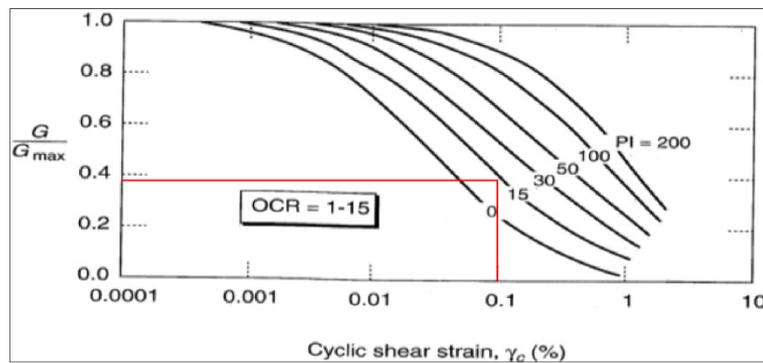


Figura 5.46. G/G_{max} para arena de mica según curvas de degradación de módulo dadas por Vucetic et al. (1991)

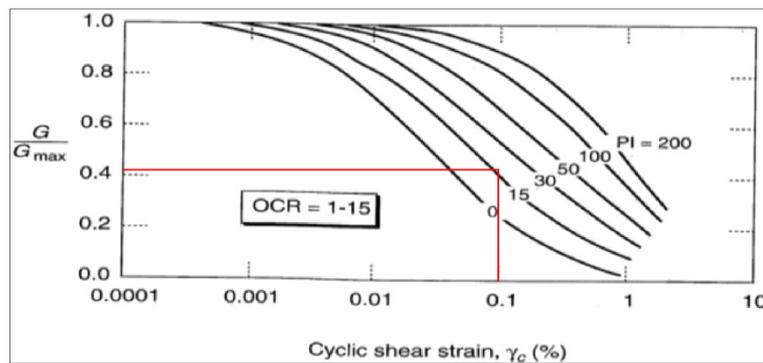


Figura 5.47. G/G_{max} para arena tosquiza según curvas de degradación de módulo dadas por Vucetic et al. (1991)

Con las relaciones anteriores es posible determinar E_0 de la siguiente forma:

- **Arena de miga**
 - $G_{ur}/G_{max} = 0.38$
 - $G_{ur} = 120000/2.4 = 50 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$
 - $G_{max} = 13.16 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$
 - $E_0 = 2 \cdot (1 + \nu_{ur}) \cdot G_0 = 31.58 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$
- **Arena tosquiza**
 - $G_{ur}/G_{max} = 0.42$
 - $G_{ur} = 160000/2.4 = 66.66 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$
 - $G_{max} = 15.87 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$
 - $E_0 = 2 \cdot (1 + \nu_{ur}) \cdot G_0 = 38.09 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$

En la siguiente tabla son resumidos los valores de G_0 y E_0 calculados anteriormente, donde se puede observar una buena correlación entre los diferentes autores:

Tabla 5.12. Valores de E_0 y G_0 para arena de miga y arena tosquiza

		HARDIN ET AL.	ALPAN	VUCETIC ET AL.
ARENA DE MIGA	$G_0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$13.42 \cdot 10^4$	$13.50 \cdot 10^4$	$13.16 \cdot 10^4$
	$E_0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$32.22 \cdot 10^4$	$32.40 \cdot 10^4$	$31.58 \cdot 10^4$
ARENA TOSQUIZA	$G_0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$14.25 \cdot 10^4$	$16.00 \cdot 10^4$	$15.87 \cdot 10^4$
	$E_0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$34.20 \cdot 10^4$	$38.40 \cdot 10^4$	$38.09 \cdot 10^4$

Considerando los valores de E_0 según Alpan (1970) y Vucetic et al. (1991) se ha realizado 1 modelización numérica, cuyos resultados son comparados con la consideración de E en deformaciones del orden de 10^{-3} . El coeficiente de Poisson ha sido tomado igual a 0.2 para ambos materiales.

Los resultados comparados son los siguientes:

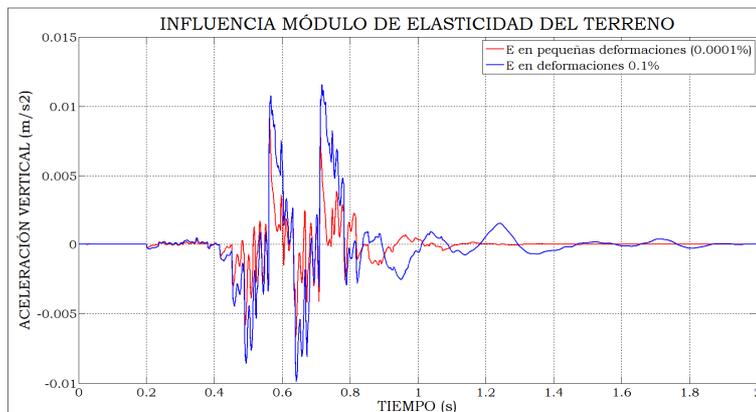


Figura 5.48. Comparativa aceleración vertical en losa por consideración de E en pequeñas y medias deformaciones

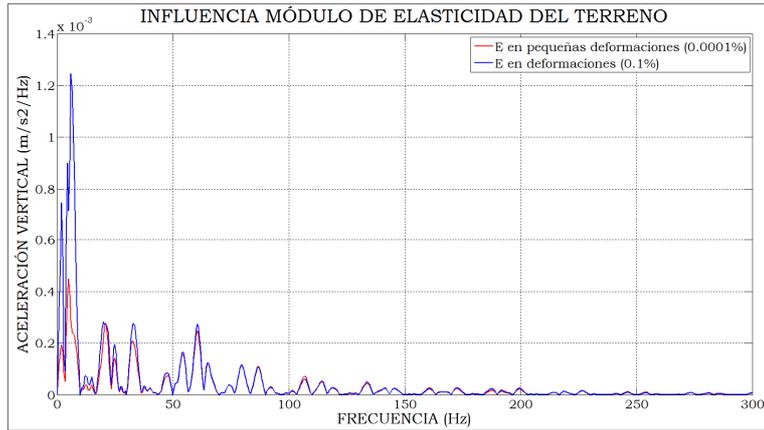


Figura 5.49. Comparativa aceleración vertical en losa por consideración de E en pequeñas y medias deformaciones en el dominio de la frecuencia

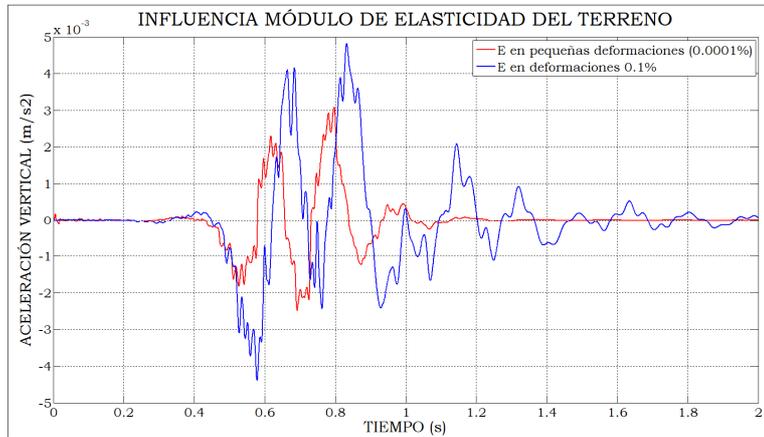


Figura 5.50. Comparativa aceleración vertical en arena tosca sobre túnel por consideración de E en pequeñas y medias deformaciones

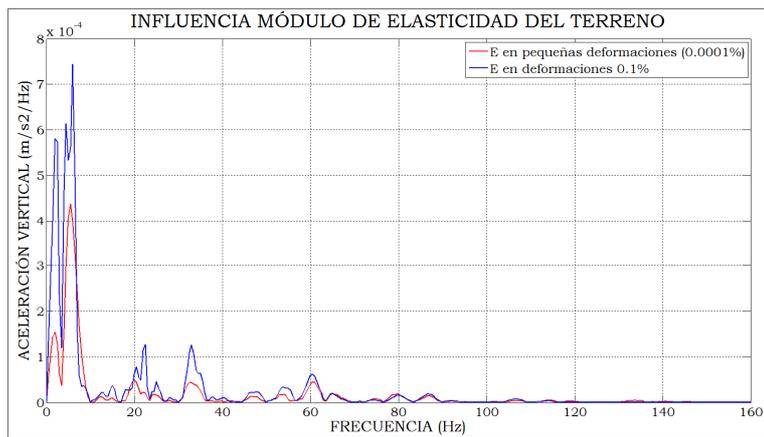


Figura 5.51. Comparativa aceleración vertical en arena tosca sobre túnel por consideración de E en pequeñas y medias deformaciones en el dominio de la frecuencia



Figura 5.52. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por consideración de E en pequeñas y medias deformaciones

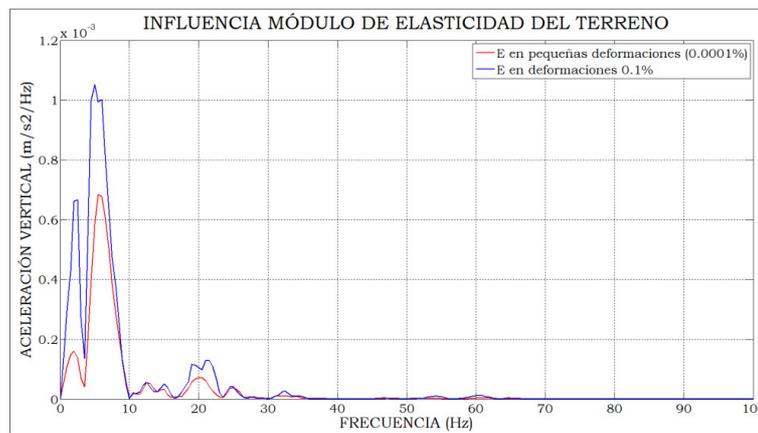


Figura 5.53. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por consideración de E en pequeñas y medias deformaciones en el dominio de la frecuencia

De los resultados anteriores puede concluirse que:

- **El valor del módulo de elasticidad del terreno tiene una influencia importante en la respuesta dinámica del túnel, terreno circundante y edificaciones próximas ante el paso ferroviario en túneles.**
- **Los valores de E que deben ser considerados en un análisis dinámico de vibraciones ferroviarias deben ser acordes con el nivel de deformación esperado en el terreno. En general, los niveles de deformación generados por el paso ferroviario en túneles parecen ser bajos (10^{-5} - 10^{-6}) y por tanto, los valores de E deberían ser considerados en pequeñas deformaciones.**
- **Valores del coeficiente de Poisson de 0.2 y 0.3 proporcionan resultados casi idénticos, con lo que su influencia es escasa al considerar su valor en extensión o en carga-descarga.**

5.11 MODELO CONSTITUTIVO DE COMPORTAMIENTO DEL TERRENO

Tal y como se ha expuesto en el estado del conocimiento el comportamiento dinámico del terreno es complejo y dista bastante de poder ser modelizado mediante un comportamiento elástico-lineal o Mohr-Coulomb de forma rigurosa. Debido a esto y con el objetivo de comparar el modelo Mohr-Coulomb y el modelo “HSSMALL” se han realizado varias modelizaciones numéricas. El uso del modelo constitutivo “HSSMALL” en simulaciones numéricas no es difícil pero, a día de hoy y a conocimiento del autor, presenta un importante inconveniente que es la cuantificación de los parámetros que definen el mismo, los cuales no han sido estudiados con detalle.

Los parámetros que definen el modelo “HSSMALL” considerados en este apartado han sido recogidos de la literatura especializada y son simplemente una aproximación razonada de valores conocidos para la arena de miga y arena tosquiza.

Los parámetros considerados son los siguientes:

Tabla 5.13. Propiedades geotécnicas para modelo HSSMALL

	ARENA DE MIGA	ARENA TOSQUIZA
γ_{AP} (kN/m ³)	20	20.5
E_{50}^{ref} (kN/m ²)	60*10 ³	80*10 ³
E_{oed}^{ref} (kN/m ²)	60*10 ³ -75*10 ³	80*10 ³ -100*10 ³
E_{ur}^{ref} (kN/m ²)	120*10 ³	160*10 ³
m	0	0
c' (kN/m ²)	5	10
φ'	35°	33°
ψ	0°	0°
ν_{ur}	0.2	0.2
K_o^{nc}	0.4264	0.4554
$\nu_{0.7}$	2*10 ⁻⁴	2*10 ⁻⁴
G_o^{ref} (kN/m ²)	133*10 ³	159*10 ³

La justificación de estos valores es la siguiente:

- El peso específico aparente y el valor de E_{50} son los valores considerados en todos los modelos numéricos realizados hasta ahora según un modelo de comportamiento Mohr-Coulomb con un nivel de deformaciones de 10⁻³.
- E_{oed}^{ref} ha sido considerado igual a E_{50}^{ref} y a 1.25* E_{50}^{ref} . El primer valor ha sido tomado de Sanhueza (2008) y el segundo de Plaxis (2011).
- E_{ur}^{ref} ha sido considerado igual a 2* E_{50}^{ref} valor recomendado en Plaxis (2011) y empleado por Sanhueza (2008) para el estudio de movimientos de pantallas

continuas en los suelos de Madrid. En los ensayos realizados por Medina (1999) en aparato triaxial se ha comprobado que el valor de E_{ur} varía entre $(1.6-2.2) \cdot E_{50}^{ref}$ para los suelos tosquizos de Madrid.

- El valor m ha sido considerado igual a 0 para no tener en cuenta el incremento o dependencia del valor de E con en el estado tensional y así poder comparar las medidas con los modelos Mohr-Coulomb donde el valor de E ha sido considerado constante con la profundidad.
- Los valores de c' , ϕ' y ψ son los mismos que los considerados para el modelo Mohr-Coulomb.
- El valor del coeficiente de Poisson ha sido considerado según lo expuesto en Plaxis (2011) y en Sanhueza (2008).
- K_0^{nc} ha sido considerado según la fórmula de Jaky (1948).
- El valor de G_o^{ref} ha sido considerado según lo expuesto en el apartado 5.10.
- El valor de $\gamma_{0.7}$ ha sido calculado según las 2 siguientes figuras, según las curvas de degradación de G dadas por Vucetic et al. (1991), cuyo valor aproximado es $2 \cdot 10^{-4}$ tanto para la arena de miga como para la arena tosquiza.

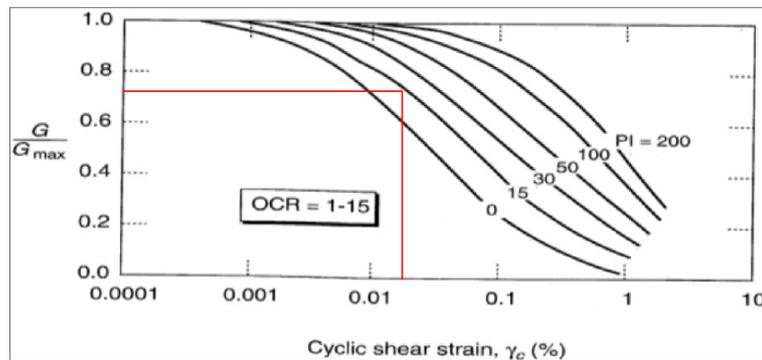


Figura 5.54. $\gamma_{0.7}$ para arena de miga según curvas de degradación de módulo dadas por Vucetic et al. (1991)

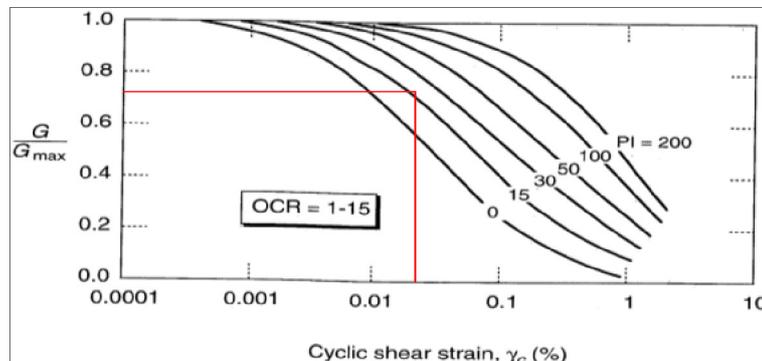


Figura 5.55. $\gamma_{0.7}$ para arena tosquiza según curvas de degradación de módulo dadas por Vucetic et al. (1991)

El valor de $\gamma_{0.7}$ también puede ser calculado según la expresión propuesta por Benz (2006):

$$\gamma_{0.7} = \frac{0.385}{4G_0} [2c(1 + \cos(2\varphi)) + \sigma_1(1 + K_0)\sin(2\varphi)] \quad (5.16)$$

Que para este caso resultan los siguientes valores:

- $\gamma_{0.7}$ (arena de miga) = $1.06 \cdot 10^{-4}$ para un valor de $\sigma_1 = 100$ kPa.
- $\gamma_{0.7}$ (arena tosquiza) = $2.12 \cdot 10^{-4}$ para un valor de $\sigma_1 = 200$ kPa.

Cuyos valores son del orden a los calculados según Vucetic et al. (1991).

Con estos parámetros las curvas de reducción o degradación de G_s y G_t son las siguientes:

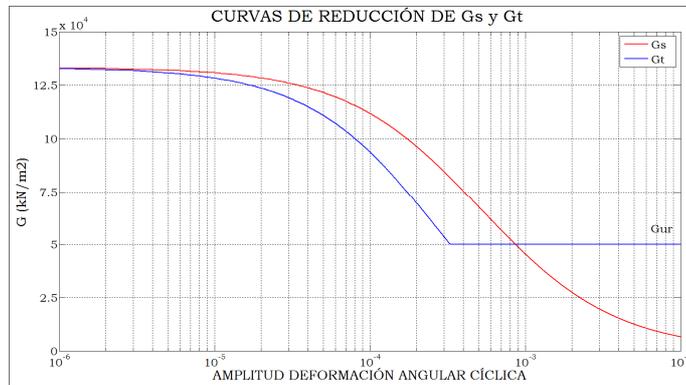


Figura 5.56. Curvas degradación de G_s y G_t para arena de miga

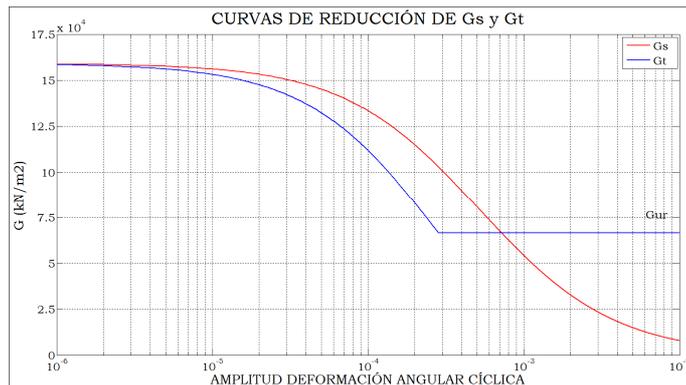


Figura 5.57. Curvas degradación de G_s y G_t para arena tosquiza

La curva de amortiguamiento puede ser calculada según lo expuesto por Brinkgreve et al. (2007), de la siguiente forma:

$$\xi = \frac{E_d}{4 \cdot \pi \cdot E_s} \quad (5.17)$$

$$E_d = \frac{4G_0\gamma_{0.7}}{0.385} \left(2\gamma_c - \frac{\gamma_c}{1+\gamma_{0.7}/0.385\gamma_c} - \frac{2\gamma_{0.7}}{0.385} \ln \left(1 + \frac{0.385\gamma_c}{\gamma_{0.7}} \right) \right) \quad (5.18)$$

$$E_s = \frac{G_0\gamma_c^2}{2+2\cdot0.385\gamma_c/\gamma_{0.7}} \quad (5.19)$$

Resultando las siguientes curvas de amortiguamiento:



Figura 5.58. Curva amortiguamiento para arena de miga

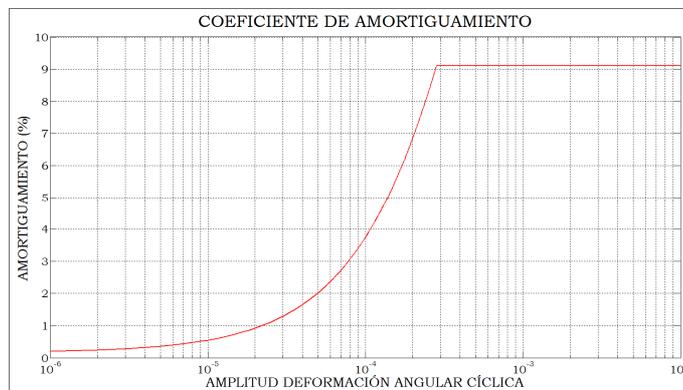


Figura 5.59. Curva amortiguamiento para arena tosquiza

Con estos datos se han realizado 4 modelizaciones numéricas con las siguientes características:

Tabla 5.14. Variación de parámetros en modelo HSSMALL para modelizaciones numéricas

	ARENA DE MIGA		ARENA TOSQUIZA	
	Amortiguamiento Rayleigh	E_{oed}^{ref} (kN/m ²)	Amortiguamiento Rayleigh	E_{oed}^{ref} (kN/m ²)
HSSMALL1	0	60*10 ³	0	80*10 ³
HSSMALL2	1% (0.5-20 Hz)	60*10 ³	1% (0.5-20 Hz)	100*10 ³
HSSMALL3	0	75*10 ³	0	80*10 ³
HSSMALL4	1% (0.5-20 Hz)	75*10 ³	1% (0.5-20 Hz)	100*10 ³

El resto de parámetros considerados son los recogidos en la tabla 5.13 que son idénticos en todas las modelizaciones.

Los resultados son comparados con las modelizaciones realizadas para E en pequeñas deformaciones con modelo de comportamiento Mohr-Coulomb y son los siguientes:

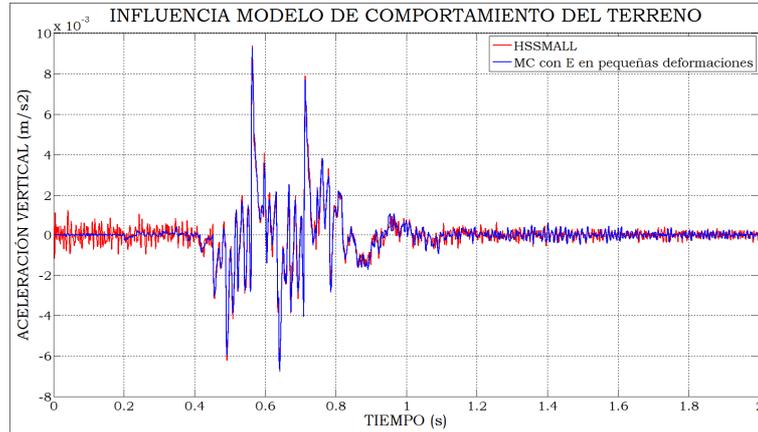


Figura 5.60. Comparativa aceleración vertical en losa según modelo de comportamiento del terreno sin amortiguamiento Rayleigh en terreno

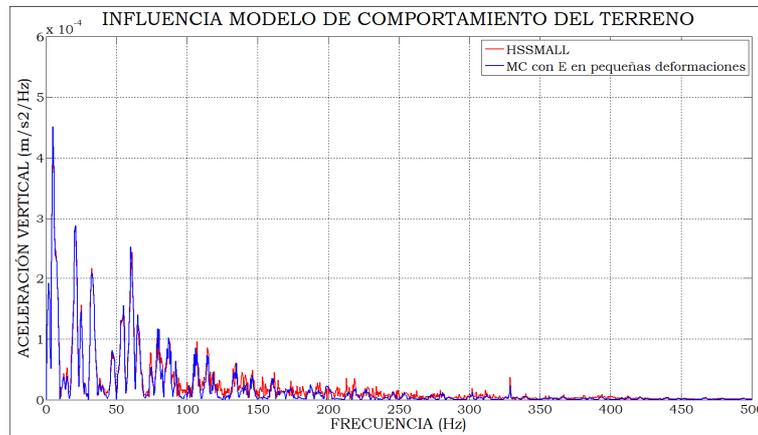


Figura 5.61. Comparativa aceleración vertical en losa según modelo de comportamiento del terreno sin amortiguamiento Rayleigh en terreno en el dominio de la frecuencia

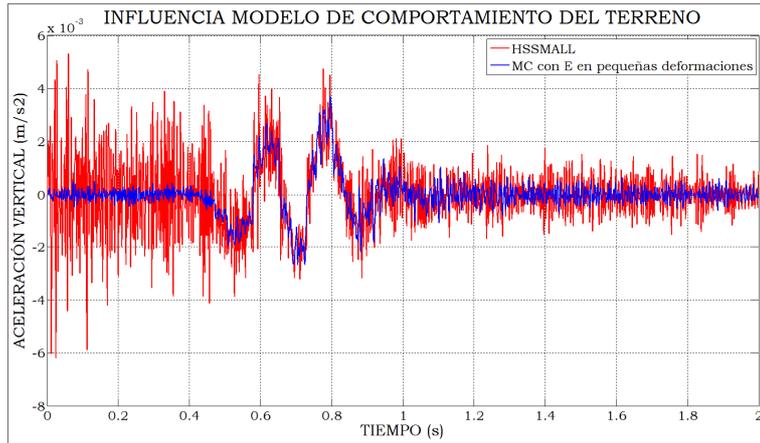


Figura 5.62. Comparativa aceleración vertical en arena tosquiza sobre túnel según modelo de comportamiento del terreno sin amortiguamiento Rayleigh en terreno

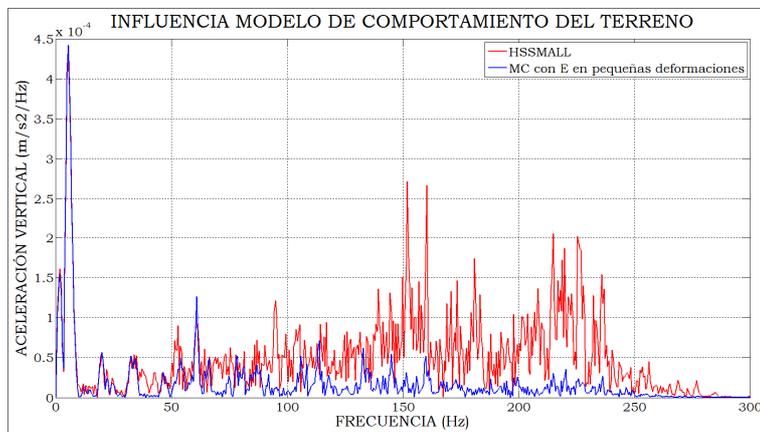


Figura 5.63. Comparativa aceleración vertical en arena tosquiza sobre túnel según modelo de comportamiento del terreno sin amortiguamiento Rayleigh en terreno en el dominio de la frecuencia

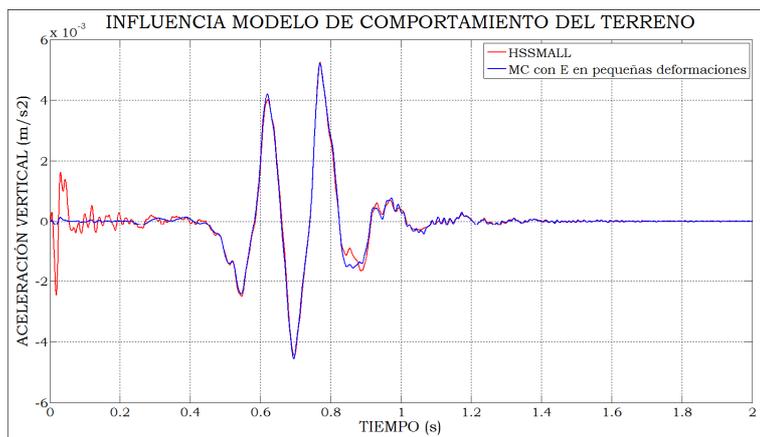


Figura 5.64. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación según modelo de comportamiento del terreno sin amortiguamiento Rayleigh en terreno

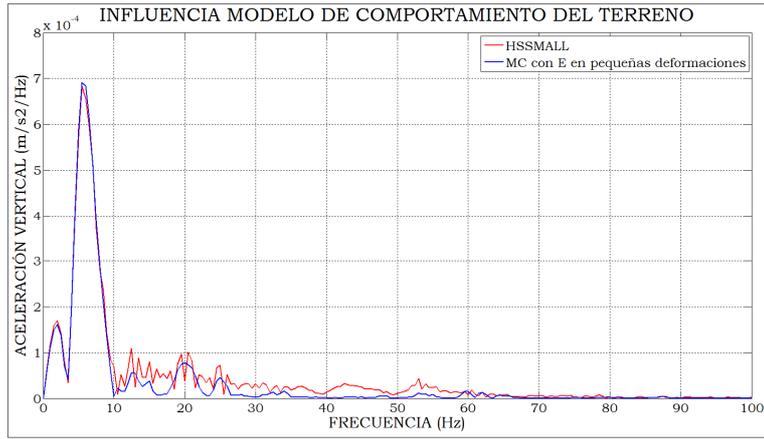


Figura 5.65. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación según modelo de comportamiento del terreno sin amortiguamiento Rayleigh en terreno en el dominio de la frecuencia

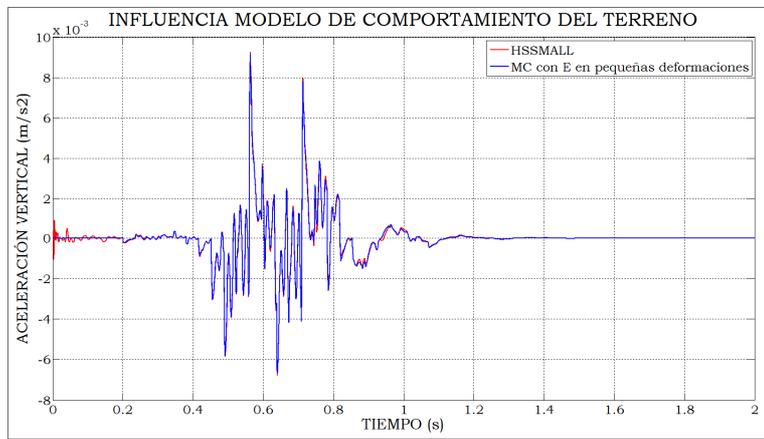


Figura 5.66. Comparativa aceleración vertical en losa según modelo de comportamiento del terreno con amortiguamiento Rayleigh en terreno

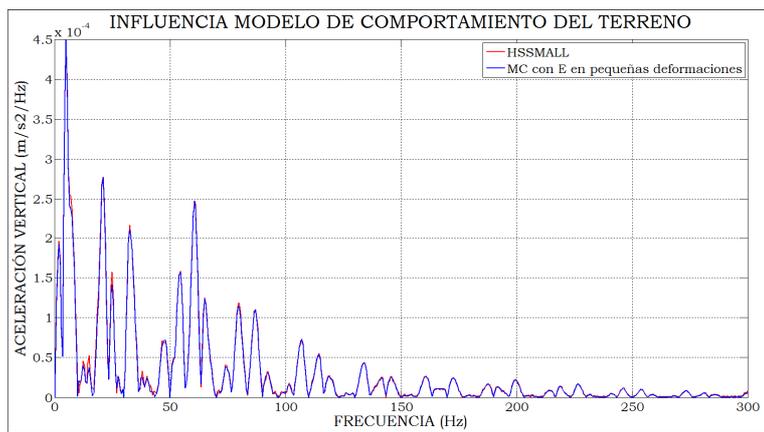


Figura 5.67. Comparativa aceleración vertical en losa según modelo de comportamiento del terreno con amortiguamiento Rayleigh en terreno en el dominio de la frecuencia



Figura 5.68. Comparativa aceleración vertical en arena tosquiza sobre túnel según modelo de comportamiento del terreno con amortiguamiento Rayleigh en terreno

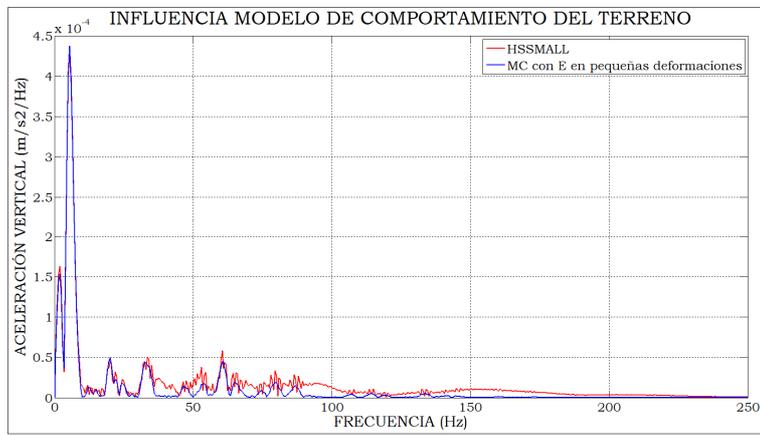


Figura 5.69. Comparativa aceleración vertical en arena tosquiza sobre túnel según modelo de comportamiento del terreno con amortiguamiento Rayleigh en terreno en el dominio de la frecuencia

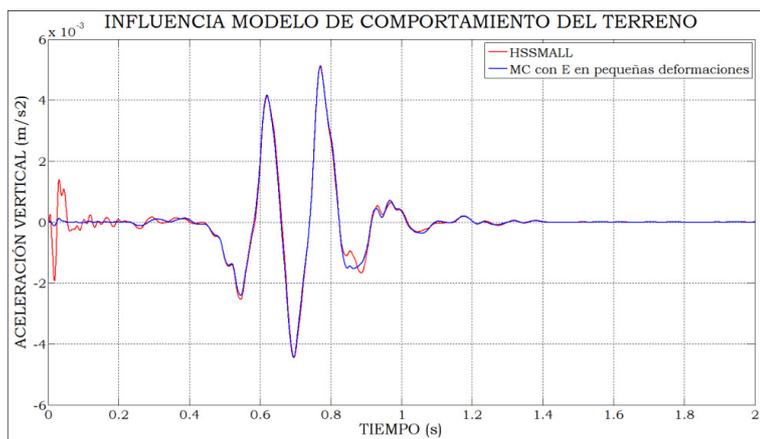


Figura 5.70. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación según modelo de comportamiento del terreno con amortiguamiento Rayleigh en terreno



Figura 5.71. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación según modelo de comportamiento del terreno con amortiguamiento Rayleigh en terreno en el dominio de la frecuencia

De los resultados anteriores puede concluirse que:

- **Los modelos de comportamiento HSSMALL y Mohr-Coulomb arrojan resultados muy parecidos siempre que el valor de E en el modelo MC sea del orden de E_0 . La razón de esta similitud es que en este caso las deformaciones máximas en el terreno son muy pequeñas ($\approx 10^{-6}$) con lo que los módulos G (G_t , G_o y G_s) en HSSMALL para carga y descarga en un ciclo completo son muy parecidos (apenas sufren degradación) y, como en el modelo MC se ha considerado un valor de $E = E_0$ (que es empleado tanto en extensión como en ciclos de carga y descarga), los resultados son prácticamente coincidentes.**
- **Tanto si es considerado amortiguamiento Rayleigh como si no, los resultados son muy similares apreciándose diferencias en el caso de no amortiguamiento Rayleigh en la aceleración vertical de la arena tosquiza sobre túnel.**
- **Se observa como el modelo HSSMALL exhibe poco amortiguamiento para niveles deformacionales muy bajos, tal y como han concluido Brinkgreve et al. (2007), aunque hay que resaltar que los modelos 2D en deformación plana no exhiben amortiguamiento geométrico. Aunque el amortiguamiento histerético no puede ser sustituido por uno tipo Rayleigh, en niveles deformacionales bajos sería necesario considerar un pequeño valor de amortiguamiento Rayleigh, como por ejemplo podría ser un 0.25% para el rango de frecuencias características de cada caso. No obstante, hay que recordar que en niveles muy bajos de deformación los suelos exhiben muy poco amortiguamiento aunque el mecanismo de disipación de energía en muy pequeñas deformaciones no está a día de hoy totalmente comprendido**

(Kramer, 1996).

- *En este caso, la consideración de E_{oed} igual a E_{50} o igual a $1.25 \cdot E_{50}$ no influye en los resultados, como es lógico dado que este parámetro controla el campo de deformaciones elásticas en cada una de las superficies de fluencia.*
- *El tiempo de cálculo para 2 segundos ha sido 2 horas mientras que para el modelo MC ha sido 1 hora, con lo que los tiempos de computación se duplican al aplicar un modelo HSSMALL. Esto es una limitación muy importante sobre todo en modelos 3D.*
- *Expuesto esto es claro que el uso de un modelo HSSMALL no presenta ventajas importantes respecto a un modelo MC con E en pequeñas deformaciones siempre y cuando se prevean niveles de deformación en el terreno muy bajos. Si los niveles de deformación esperados en el terreno son más elevados ($\gamma > 5 \cdot 10^{-5} - 10^{-4}$) el uso de modelo HSSMALL va a representar con mucha más precisión el comportamiento real del terreno en detrimento del modelo MC.*
- *Un caso de especial interés donde los niveles de deformación del terreno son elevados, y por tanto podría ser muy útil el modelo HSSMALL, es el paso de trenes de alta velocidad en superficie sobre suelos blandos. En estos casos puede existir un fenómeno de resonancia que se produce cuando la velocidad del tren es muy próxima a la de propagación de ondas Rayleigh. Ejemplos de este fenómeno pueden verse en Madshus et al. (2000), Hall (2003), Motazedian et al. (2012) y Picoux et al. (2005).*
- *En el caso de túneles en suelos blandos o muy blandos el modelo HSSMALL podría ser el más adecuado ya que los niveles de deformacionales en el terreno serían mayores.*

5.12 INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DEL TREN EN MODELOS 2D

En la literatura técnica es expuesto con claridad que la velocidad del tren es un factor importante en la generación de vibraciones, aumentando con el incremento de la velocidad del tren.

Para analizar y cuantificar el efecto que produce la velocidad del tren en las vibraciones en el terreno y estructuras cercanas se han realizado 6 modelizaciones numéricas variando la velocidad del tren, según el modelo numérico empleado en el apartado 5.5. El modelo de comportamiento del terreno es Mohr-Coulomb y con E en deformaciones del orden 0.1%. Las velocidades consideradas han sido: 30, 45, 60, 75, 90 y 120 km/h. Los resultados obtenidos son los siguientes:

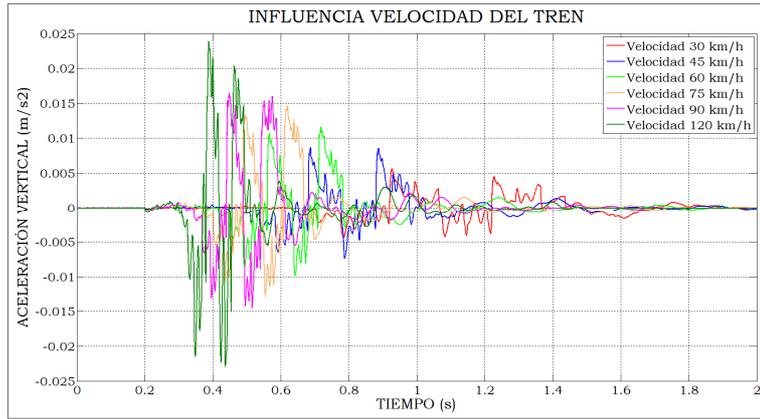


Figura 5.72. Comparativa aceleración vertical en losa por variación en la velocidad del tren

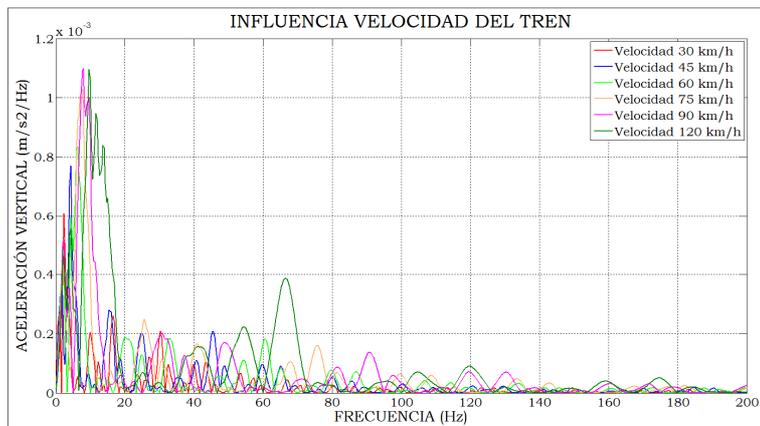


Figura 5.73. Comparativa aceleración vertical en losa por variación en la velocidad del tren en el dominio de la frecuencia

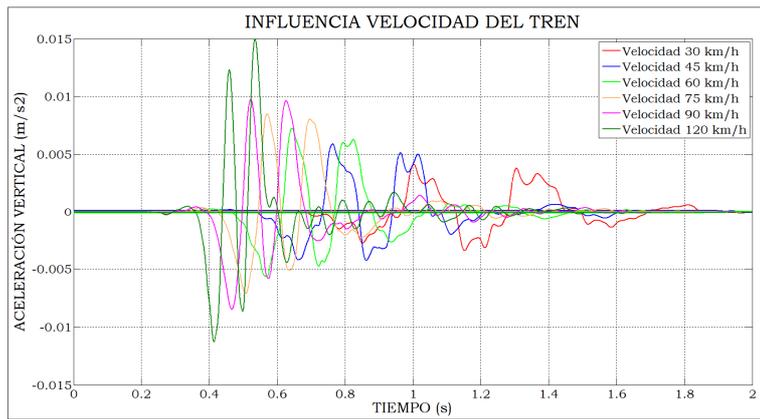


Figura 5.74. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por variación en la velocidad del tren

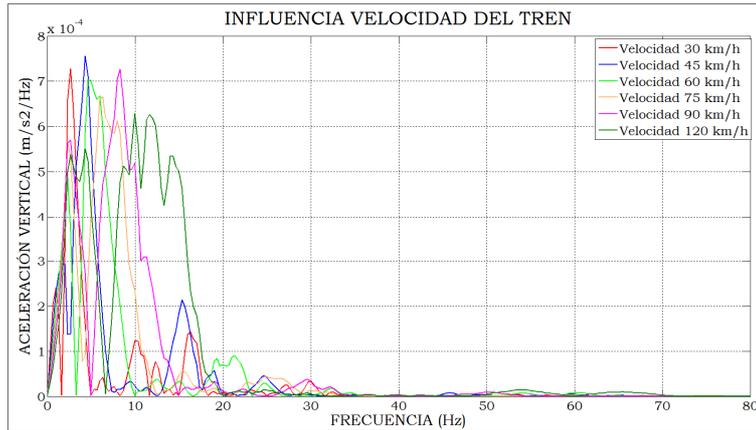


Figura 5.75. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por variación en la velocidad del tren en el dominio de la frecuencia

De los resultados anteriores puede concluirse que:

- **La velocidad del tren es un factor muy importante en las vibraciones generadas por el paso ferroviario en túneles.**
- **Un incremento de la velocidad implica valores de aceleración de pico y frecuencias dominantes más altas, tanto en el interior del túnel como en el terreno y en la edificación.**
- **En las 2 siguientes figuras se observa el aumento de la aceleración de pico en función de la velocidad del tren en la losa (vía en placa) y en la 3ª planta de la edificación, donde puede verse el efecto de la consideración del esfuerzo dinámico debido al paso del eje por traviesas, que implica que a partir de una velocidad de 90 km/h, el esfuerzo total transmitido a los apoyos empieza a ser bastante superior al producido por la carga cuasiestática, tal y como ha sido mostrado en el apartado 4.5.4:**

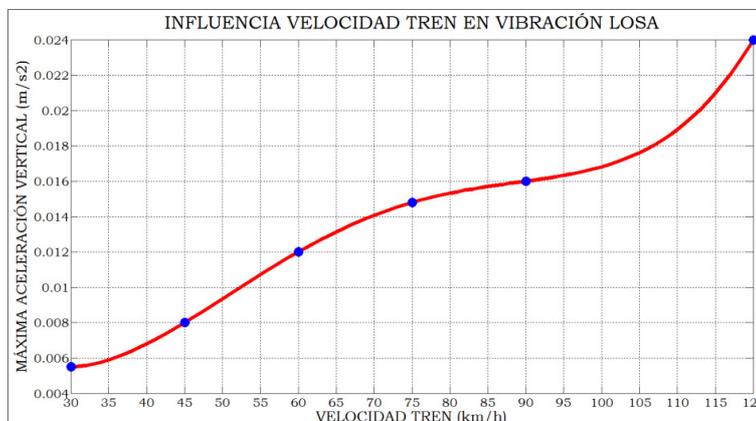


Figura 5.76. Máxima aceleración vertical en losa en función de la velocidad del tren

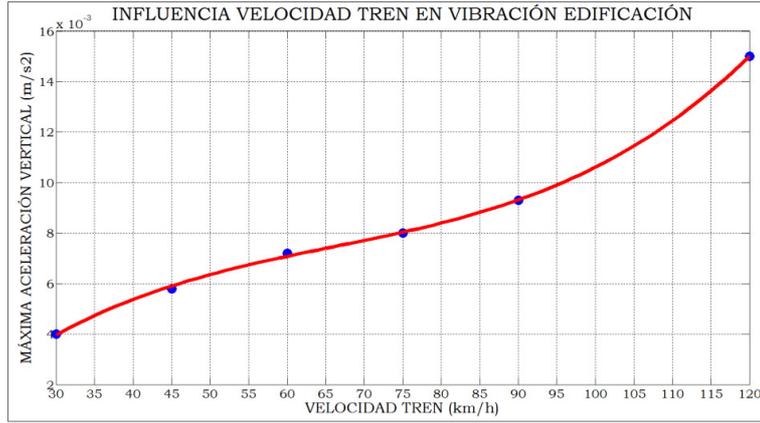


Figura 5.77. Máxima aceleración vertical en 3ª planta edificación en función de la velocidad del tren

