



UNIVERSITAT DE BARCELONA



Escola Tècnica Superior d'Enginyers
de Camins, Canals i Ports de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

TREBALL FI DE CARRERA

Títol

**EFFECTOS DE LAS VIBRACIONES GENERADAS EN TÚNELES.
708-TES-EG/CA-5233**

Autor/a

RUEDA WANGA, JEAN MARTIN

Tutor/a

LLORET MORANCHO, ANTONIO; LEDESMA VILLALBA, ALBERTO

Departament

ETMC

Intensificació

Data

JULIOL 2011

RESUMEN

El desarrollo económico e industrial de los países desarrollados es la principal causa del crecimiento de las ciudades y ha incrementado la calidad de vida de las personas. Este crecimiento conlleva un aumento de la demanda de transporte, que se ve compensado por la ampliación de las redes ferroviarias y la construcción de líneas metropolitanas subterráneas, que son vistas como una solución efectiva al problema, al tratarse de un sistema conveniente, rápido y seguro de transporte de pasajeros. Gran parte de las ventajas se deben a la capacidad de transporte, su bajo consumo energético y la gran eficiencia económica del mismo. Aun así no todo son ventajas; el transporte ferroviario es origen de problemas ambientales, tanto durante su construcción y puesta en servicio, como por las vibraciones y la contaminación acústica generadas durante su funcionamiento.

En esta tesina se analiza el fenómeno de propagación de vibraciones generadas por el movimiento de ferrocarriles en túneles, a través del suelo y su efecto sobre edificaciones y personas en el caso de túneles urbanos.

Se analizará y explicará la contribución de cada uno de los componentes, del ferrocarril, que participan en la vibración, además de la interacción entre la rueda, la vía y el terreno. Se ahonda mucho en la obtención de los parámetros dinámicos del terreno y su papel importante en la propagación de las vibraciones.

También se mencionan algunas soluciones empleadas en la reducción de la vibración generadas por el movimiento de los ferrocarriles, así como los métodos empleados en la predicción de estas vibraciones. Para finalmente modelar, en dos dimensiones, la transmisión de la vibración utilizando un programa de elementos finitos (PLAXIS). Se analizará el efecto del tipo de suelo y apoyo de la vía y la distancia al edificio.

ABSTRACT

Economic and industrial development of developed countries is the main cause of the urban growth and increased quality of life of the citizens. This growth leads to an increase of transport demand, which is offset by the expansion of railways and underground metro line construction, which are seen as a solution to the problem, being a convenient, fast and safe way for passengers to transport. Its main benefits are due to the transport capacity, low power consumption and high economic efficiency. Yet we still have to face some disadvantages. Rail transportation is a source of environmental problems, both during construction and commissioning, as vibration and noise generated when set in motion.

This dissertation examines the phenomenon of propagation of vibrations generated by the movement of railway tunnels through the soil and its effects on buildings and people, in the case of urban tunnels.

It will analyze and explain the contribution of each component of the railroad involved in the vibration, as well as the interaction between wheel, track and field. It delves in obtaining the dynamic parameters of soil and its role in the propagation of vibrations.

Also mentioned are some solutions used in reducing the vibration generated by the movement of the railways, as well as methods used in the prediction of these vibrations. To finally model in two dimensions, the transmission of vibration using a finite element program (Plaxis). It will analyze the effect of soil type and embankment of the track and the distance to the building.

ÍNDICE

ÍNDICE	I
FIGURAS	V
TABLAS	X
Capítulo 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. OBJETIVOS	3
Capítulo 2. METODOS DE PREDICCIÓN DE VIBRACIONES	
2.1. INTRODUCCIÓN	5
2.2. MÉTODOS ANÁLITICOS	5
2.3. MÉTODOS EMPÍRICOS	6
2.3.1. Predicción a partir de ensayos in situ	
2.4. MÉTODOS COMPUTACIONALES	8
2.5. CONCLUSIONES	10
Capítulo 3. CONFORT Y VIBRACIONES	
3.1. INTRODUCCIÓN	11
3.2. EFECTOS DE LAS VIBRACIONES	11
3.3. EFECTOS DEL RUIDO	14
Capítulo 4. ACCIONES GENERADAS POR EL FERROCARRIL	
4.1. COMPONENTES DE LA INTERACCIÓN VEHÍCULO-VÍA-SUELO	15
4.2. CONCLUSIONES	18
Capítulo 5. INSTRUMENTACIÓN PARA TOMA DE MEDIDAS EXPERIMENTALES	
5.1. INTRODUCCIÓN	19
5.2. TRANSDUCTORES	20

5.2.1. Transductores de aceleraciones	
5.2.2. Transductores de velocidades	
5.2.3. Transductores de desplazamientos	
5.3. INSTRUMENTACIÓN	20
5.4. DISTRIBUCIÓN EN EL TÚNEL	21
5.5. CASOS DE ESTUDIO	23
5.6. ACELEROGRAMA	24
Capítulo 6. SOLUCIONES Y MEJORAS REDUCTORAS DEL NIVEL DE VIBRACIONES	
6.1. INTRODUCCIÓN	27
6.2. MÉTODOS DE REDUCCIÓN DE VIBRACIONES APLICADAS EN LA FUENTE	27
6.3. MÉTODOS DE REDUCCIÓN DE VIBRACIONES APLICADOS ENTRE LA FUENTE Y EL RECEPTOR	30
6.4. MÉTODOS DE REDUCCIÓN DE VIBRACIONES APLICADOS AL RECEPTOR	32
Capítulo 7. COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL TERRENO	
7.1. INTRODUCCIÓN	33
7.2. PARÁMETROS DINÁMICOS DEL TERRENO	33
7.2.1. Módulo dinámico al esfuerzo cortante	
7.2.2. Razón de amortiguamiento	
7.3. OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DEL SUELO	37
7.3.1. Ensayos de campo	
7.3.2. Ensayos de laboratorio	
7.3.2.1. Ensayo de identificación del material	
7.3.2.2. Ensayo edométrico	
7.3.2.3. Ensayo triaxial	
7.3.2.4. Ensayo triaxial de columna resonante	
7.3.2.4.1. Automatización del ensayo	
7.3.2.4.2. Descripción del procedimiento de ensayo	
7.3.2.4.3. Cálculos y obtención de las propiedades dinámicas	
7.3.2.4.4. Ventajas y limitaciones	
7.4. RESULTADOS	47
7.4.1. Identificación y condiciones iniciales	

7.4.2. Ensayos edométricos	
7.4.3. Ensayos triaxiales	
7.4.4. Ensayos de columna resonante	
7. 5. CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES RAYLEIGH DE AMORTIGUACIÓN	65
Capítulo 8. PLAXIS	
8.1. INTRODUCCIÓN	69
8.2. EL MÓDULO DINÁMICO DE PLAXIS	69
8.2.1. Discretización de elementos finitos	
8.2.2. Elementos de la interfaz	
8.2.3. Condiciones de contorno	
8.2.4. El cálculo dinámico	
8.2.4.1. Integración en el dominio temporal	
8.2.4.2. Paso de tiempo	
8.3. MODELOS MATERIALES DEL SUELO	75
8.3.1. Modelo Lineal-Elastico	
8.3.2. Modelo Mohr-Coulomb	
8.3.2.1. La elasto-plasticidad del modelo	
8.3.2.2. Formulación matemática de la función de fluencia	
8.3.2.3. Parámetros para el modelo Mohr-Coulomb	
8.3.2.3.1. Módulo de Young	
8.3.2.3.2. Coeficiente de Poisson	
8.3.2.3.3. Cohesión y ángulo de fricción interna	
8.3.2.3.4. Ángulo de dilatancia	
8.4. CARACTERÍSTICAS DEL ANÁLISIS DINÁMICO	79
8.4.1. Datos de entrada (<i>Input program</i>)	
8.4.1.1. Configuración general	
8.4.1.1.1. Unidades	
8.4.1.1.2. Modelos	
8.4.1.1.3. Elementos	
8.4.1.2. Modelo geométrico	
8.4.1.2.1. Cargas y condiciones de contorno	
8.4.1.2.2. Cargas	
8.4.1.2.3. Condiciones del contorno	

8.4.1.2.3.1. Fijaciones (<i>Standard fixities</i>)	
8.4.1.2.4. Contornos absorbentes	
8.4.1.3. Propiedades de los materiales	
8.4.1.4. Generación de la malla	
8.4.1.4.1. <i>Global coarseness</i>	
8.4.1.5. Condiciones iniciales	
8.4.2. Cálculo dinámico	
8.4.2.1. Análisis dinámico	
8.4.2.2. Gráficos (Programa <i>Curves</i>)	
8.4.3. Resultados de salida (output step)	
Capítulo 9. MODELIZACIÓN NUMÉRICA CON PLAXIS	
9.1. DATOS DE ENTRADA	89
9.1.1. Opciones Generales	
9.1.2. Modelo geométrico	
9.1.3. Parámetros suelo	
9.1.4. Propiedades objetos estructurales	
9.1.5. Condiciones de contorno	
9.2. CONDICIONES INICIALES	91
9.3. PROGRAMA DE CÁLCULO	91
Capítulo 10. RESULTADOS Y CONCLUSIONES	
10.1. INTRODUCCIÓN	93
10.2. RESULTADOS	93
10.2.1. Aceleraciones	
10.2.2. Velocidades	
10.1.3. Desplazamientos	
10.3. CONCLUSIONES	110
REFERENCIAS	112

FIGURAS

Figura 1.1. Noticia del Gabinete de comunicación y prensa de la Generalitat de Cataluña mencionando el corte del servicio, por obras, en la L4 del metro barcelonés, con el fin del dar soluciones a las vibraciones del metro.

Figura 3.1. Umbrales de percepción de una persona de pie sujeta a vibración vertical (Reiher y Meister) donde i: No perceptible, ii: ligeramente perceptible, iii: claramente perceptible, iv: fuertemente perceptible, v: molesta, vi: muy molesta.

Figura 4.1. Registros de aceleraciones en el riel, traviesa y diferentes puntos de observación en el terreno. La aceleración es máxima en el riel llegando a 120 m/s^2 , disminuyendo a alrededor de 25 m/s^2 en la traviesa y a $1,2 \text{ m/s}^2$ en el suelo bajo la traviesa (H. Xia, Y.M. Cao, G. De Roeck, 2010).

Figura 5.1. Acelerómetros sísmicos (P.Galvín, J.Domínguez 2009).

Figura 5.2. Velocímetro triaxial (Shen-Haw Ju, Hung-TaLin y Jeng-Yuan Huang, 2009).

Figura 5.3. Esquema de distribución de los transductores, tanto para el ensayo completo como para el limitado. Los transductores son distribuidos simétricamente en la bóveda, solera y en los hastiales a 1,2 metros por encima de la cota marcada por los raíles. Extraído de la ISO 10815, 1996.

Figura 5.4. Esquema de distribución tipo en superficie y túnel.

Figura 5.5. Imágenes de galgas extensométricas en el momento de la medición (Mehdi Bahrekazemi, 2004).

Figura 5.6. Esquema de la viga Benkelman (M. H. Z. Oliveira, S. S. Rocha, F. S. Barbosa y F. M. A. Nogueira, 2009).

Figura 5.7. Imágenes del acelerómetro tomadas durante la medición.

Figura 5.8. Imagen del tren a partir del cual se obtuvo la señal (autor: Jaume Clapes).

Figura 5.9. Acelerograma, el eje de las abscisas es el tiempo (s) y el eje de ordenadas la aceleración (m/s^2).

Figura 6.1. Ejemplos de *rail pad* (izquierda) y *rail bearings* (derecha) (Johannes Jacobus Heunis, 2011).

Figura 6.2. Ejemplo de *sleeper pad* (Johannes Jacobus Heunis, 2011).

Figura 6.3. Ejemplo de *ballast mat* (Johannes Jacobus Heunis, 2011).

Figura 6.4. Ejemplo de *floating slab* (Johannes Jacobus Heunis, 2011).

Figura 6.5. Sección y alzado de un aislamiento con losa flotante (J. T. Nelson, 1996).

Figura 6.6. Reducción de la aceleración vertical en un punto del edificio, para tres casos diferentes: sin zanja, con zanja hasta los 3 y 6 metros de profundidad (M. Adam y O. von Estorff, 2004).

Figura 6.7. Reducción de la aceleración vertical en un punto del edificio, para tres casos diferentes: sin zanja, con zanja de 0,5 y 1,5 metros de anchura (M. Adam y O. von Estorff, 2004).

Figura 7.1. Módulo dinámico de corte

Figura 7.2. Curva de histéresis.

Figura 7.3. Módulo de corte y razón de amortiguamiento en función de la deformación de corte (Rodríguez, 2005). El módulo de corte disminuye con el aumento de la deformación y la razón amortiguamiento aumenta al aumentar la deformación.

Figura 7.4. Posibles causas de deformación de corte y los ensayos aplicables a cada una de las amplitudes de deformación posibles (Studer y Soller, 1997).

Figura 7.5. Esquema de la disposición de la instrumentación para el ensayo (M. O. Al-Hunaidi et al., 1996)

Figura 7.6. Fotografía del equipo triaxial de columna resonante (Jhonny Villavicencio García, 2008).

Figura 7.7. Descripción geométrica de la deformación angular de la probeta, Suriol (1993).

Figura 7.8. Decrecimiento logarítmico de la amplitud de la oscilación con el tiempo, la constante de atenuación caracteriza la forma de la envolvente a la oscilación amortiguada.

Figura 7.9. Relación del desplazamiento vertical para los diferentes escalones de carga en relación al tiempo. Muestra A2-4.

Figura 7.10. Relación del desplazamiento vertical para los diferentes escalones de carga en relación al tiempo. Muestra A1-5.

Figura 7.11. Relación del desplazamiento vertical para los diferentes escalones de carga en relación al tiempo. Muestra A2-6).

Figura 7.12. Relación entre índice de poros y tensión vertical aplicada a la muestra. Índices de compresión y de hinchamiento. A2-4.

Figura 7.13. Relación entre índice de poros y tensión vertical aplicada a la muestra. Índices de compresión y de hinchamiento. A1-5.

Figura 7.14. Relación entre índice de poros y tensión vertical aplicada a la muestra. Índices de compresión y de hinchamiento. A2-6.

Figura 7.15. Gráfica $E_m - \sigma_v$, donde se aprecia el aumento de rigidez con la presión aplicada de cada una de las muestras, siendo mayor la que tiene lugar en A1 – 5.

Figura 7.16. Medida de la permeabilidad al agua durante el proceso de saturación.

Figura 7.17. Evolución de la deformación volumétrica en la etapa de consolidación isótropa para distintos valores de la tensión media. Coeficientes de compresibilidad. Muestra A1-5.

Figura 7.18. Evolución de la deformación volumétrica en la etapa de consolidación isótropa para distintos valores de la tensión media. Coeficientes de compresibilidad. Muestra A2-4.

Figura 7.19. Evolución de la deformación volumétrica, axial y radial en la etapa de consolidación anisótropa ($K_0=0.50$). Coeficiente de compresibilidad volumétrica. Muestra A1-5.

Figura 7.20. Evolución de la relación de tensiones q / p' en la etapa sin drenaje. Muestra A1-5.

Figura 7.21. Evolución de la relación de tensiones q / p' en la etapa sin drenaje tras consolidación anisótropa. Muestra A1-5.

Figura 7.22. Evolución de la relación de tensiones q / p' en la etapa sin drenaje. Muestra A2-4.

Figura 7.23. Trayectorias en términos de tensiones efectivas seguidas sobre la muestra A1-5. Envolventes lineales de rotura correspondientes a la condición pico $(q/p')_{max}$. Parámetros resistentes en condiciones drenadas (c' y ϕ').

Figura 7.24. Trayectorias en tensiones efectivas seguidas sobre la muestra A2-4. Envolventes lineales de rotura correspondientes a la condición pico $(q/p')_{max}$. Parámetros resistentes en condiciones drenadas (c' y ϕ').

Figura 7.25. Variación de los módulos de deformación con la deformación de corte en la etapa sin drenaje. Módulos de deformación al corte obtenidos en el ensayo de columna resonante. Muestra A1-5.

Figura 7.26. Variación de los módulos de deformación con la deformación de corte en la etapa sin drenaje. Módulos de deformación al corte obtenidos en el ensayo de columna resonante. Muestra A2-4.

Figura 7.27. Módulo de rigidez al corte G a diferentes deformaciones angulares y tensiones de confinamiento en la muestra.

Figura 7.28. Módulo de rigidez al corte G a diferentes deformaciones angulares y tensiones de confinamiento en la muestra A2-4 (23-24,5m).

Figura 7.29. Módulo de rigidez al corte G a diferentes deformaciones angulares y tensiones de confinamiento en la muestra A2-6 (30,5-32m).

Figura 7.30. Módulo de rigidez al corte máximo G_{max} para las diferentes tensiones de confinamiento medias aplicadas.

Figura 7.31. Valores del amortiguamiento obtenido en función de la deformación angular máxima aplicada.

Figura 7.32. Razón de amortiguamiento de 0,05 (5 %) en función de la frecuencia para la muestra A2 – 4.

Figura 7.33. Razón de amortiguamiento de 0,05 (5 %) en función de la frecuencia para la muestra A1 – 5.

Figura 7.34. Razón de amortiguamiento de 0,05 (5 %) en función de la frecuencia para la muestra A2 – 6.

Figura 8.1. Disposición de nodos y puntos de tensión en los elementos básicos de Plaxis (Plaxis, 2008).

Figura 8.2. Distribución de los nodos y puntos de tensión en los elementos de interfaz conectados a los elementos del suelo (Plaxis, 2008).

Figura 8.3. Gráfica tensión-deformación donde se representa el comportamiento elasto-plástico perfecto.

Figura 8.4. La ventana de configuración general del modelo en Plaxis.

Figura 8.5. Pestañas dimensiones de la ventana de configuración general donde podemos escoger las unidades de trabajo.

Figura 8.6. Ejemplos de modelo de deformación plana (izquierda) y de simetría radial (derecha) (Plaxis: Reference manual, 2008).

Figura 8.7. Ubicación de la opción *Standard fixities* en el menú *Loads* de Plaxis.

Figura 8.8. Ubicación de la opción *Standard absorbent boundaries* en el menú *Loads* de Plaxis.

Figura 8.9. Bases de datos de materiales.

Figura 8.10. Ubicación de la opción *Global coarseness* en el menú *Mesh* de Plaxis.

Figura 8.11. Ventanas de generación de presiones intersticiales (izquierda) y de estado de tensiones inicial aplicando la fórmula de Jaky (derecha) en Plaxis.

Figura 8.12. Ubicación de la opción *Set Dynamic load system* en el menú *Loads* de Plaxis.

Figura 9.1. Esquema del modelo con la sección del túnel en el centro.

Figura 10.1. Registro de aceleraciones verticales aplicado en la traviesa.

Figura 10.2. Aceleraciones verticales calculadas por Plaxis en un punto bajo la traviesa.

Figura 10.3. Aceleraciones verticales calculadas por Plaxis en un punto, en superficie, alejado 3 metros del eje del túnel.

Figura 10.4. Aceleraciones verticales calculadas por Plaxis en un punto, en superficie, alejado 15 metros del eje del túnel.

Figura 10.5. Aceleraciones verticales calculadas por Plaxis en un punto, en superficie, alejado 35 metros del eje del túnel.

Figura 10.6. Velocidades verticales calculadas por Plaxis en un punto bajo la traviesa.

Figura 10.7. Velocidades verticales calculadas por Plaxis en un punto, en superficie, alejado 3 metros del eje del túnel.

Figura 10.8. Velocidades verticales calculadas por Plaxis en un punto, en superficie, alejado 15 metros del eje del túnel.

Figura 10.9. Velocidades verticales calculadas por Plaxis en un punto, en superficie, alejado 35 metros del eje del túnel.

Figura 10.10. Velocidades verticales calculadas por Plaxis para el modelo 1: traviesas sobre balasto.

Figura 10.11. Velocidades verticales calculadas por Plaxis para el modelo 2: traviesas sobre losa de hormigón.

Figura 10.12. Velocidades verticales calculadas por Plaxis para el modelo 3: traviesas sobre material de baja rigidez.

Figura 10.13. Desplazamientos verticales calculados por Plaxis en un punto bajo la traviesa.

Figura 10.14. Desplazamientos verticales calculados por Plaxis para el modelo 1: traviesas sobre balasto.

Figura 10.15. Desplazamientos verticales calculados por Plaxis para el modelo 2: traviesas sobre losa de hormigón.

Figura 10.16. Desplazamientos verticales calculados por Plaxis para el modelo 3: traviesas sobre material de baja rigidez.

TABLAS

Tabla 3.1. Umbrales de percepción de una persona de pie para vibraciones armónicas (Pretlove y Rainer, 1995).

página

Tabla 7.1. Influencia de diversos parámetros en el módulo de corte para suelos normalmente consolidados y moderadamente sobreconsolidados, (Dobry y Vucetic, 1987).

Tabla 7.2. Influencia de diversos parámetros en la razón de amortiguamiento para suelos normalmente consolidados y moderadamente sobreconsolidados, (Dobry y Vucetic, 1987).

Tabla 7.3. Resultados de identificación y condiciones iniciales de las tres muestras ensayadas en el laboratorio.

Tabla 7.4. Propiedades gravimétricas y volumétricas antes y después del ensayo de las muestras. La muestra A2-6 (30,5 - 32m) presentó una humedad inicial elevada y, con ello, una densidad seca baja. Al someterla a la consolidación previa, el cambio de volumen fue elevado y, en consecuencia, hubo un descenso notable de la humedad tal como puede observarse.

Tabla 7.5. Resumen de los parámetros obtenidos en cada escalón de carga para las muestras ensayadas A2-4, A2-6 y A1-5.

Tabla 7.6. Características de las probetas ensayadas. Etapas de rotura no drenada de los ensayos triaxiales.

Tabla 7.7. Parámetros resistentes en condiciones drenadas de pico y final.

Tabla 7.8. Los valores de V_p y V_s para cada presión de consolidación y módulo de rigidez de cada una de las muestras.

Tabla 7.9. Parámetros del amortiguamiento de Rayleigh.

Tabla 9.1. Parámetros de cada uno de los suelos empleados en la modelación.

Tabla 9.2. Propiedades materiales de los objetos estructurales.

Capítulo 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo económico e industrial de los países desarrollados es la principal causa del crecimiento de las ciudades y ha incrementado la calidad de vida de las personas.

Este crecimiento conlleva un aumento de la demanda de transporte, que se ve compensada por la ampliación de las redes ferroviarias y la construcción de líneas metropolitanas subterráneas, que son vistas como una solución efectiva al problema, al tratarse de un sistema conveniente, rápido y seguro de transporte de pasajeros. Gran parte de las ventajas se deben a la capacidad de transporte, su bajo consumo energético y la gran eficiencia económica del mismo. Aun así no todo son ventajas; el transporte ferroviario es origen de problemas ambientales, tanto durante su construcción (figura 1.1.) y puesta en servicio, como por las vibraciones y la contaminación acústica.



El servei de Metro quedarà interromput a l'L4 entre Ciutadella / Vila Olímpica i la Pau els propers dos mesos per obres de millora

A partir de dimarts de la setmana vinent el servei de l'L4 de Metro quedarà interromput durant dos mesos entre les estacions de Ciutadella / Vila Olímpica i La Pau per les obres de millora que s'hi duran a terme. Durant les obres, que es realitzaran del 26 de juny al 26 d'agost, TMB habilitarà un servei d'autobusos llançadora entre Ciutadella / Vila Olímpica i La Pau, amb parada a totes les estacions intermèdies. Els treballs consistiran en la renovació dels trams de via entre les estacions de Bogatell i Selva de Mar per tal de corregir les vibracions provocades pel pas dels combois i les filtracions d'aigua que s'hi produeixen. L'actuació, que comporta una inversió de 7,1 MEUR, inclou també, el condicionament i la millora de les estacions d'aquest tram.



Figura 1.1. Noticia del Gabinete de comunicación y prensa de la Generalitat de Catalunya mencionando el corte del servicio, por obras, en la L4 del metro barcelonés, con el fin del dar soluciones a las vibraciones del metro.

Hará aproximadamente tres décadas, con la expansión de la red ferroviaria y el aumento de la intensidad del tráfico, se empezó a indagar en el impacto de las vibraciones debidas al tráfico ferroviario y a sus efectos en aquellas estructuras más sensibles (edificios antiguos, monumentos, etc.) y, por supuesto, en las personas.

La reciente implantación de trenes de alta velocidad (AVE) ha hecho necesaria una mejor comprensión de la problemática asociada a la propagación de las ondas en el suelo, con tal de mitigar los efectos de la circulación de estos trenes por terrenos blandos.

Actualmente se están implantado nuevas normativas medioambientales con la intención de prevenir y reducir los efectos adversos de las vibraciones; en la Unión Europea se ha regulado con la creación de la directiva europea 2002/49/CE, del 25 de Junio que proporciona una serie de medidas a adoptar por los ayuntamientos para poder mejorar la calidad de vida de los ciudadanos. En España los índices de contaminación acústica y vibraciones, sus aplicaciones, efectos en las personas y sus repercusiones ambientales, quedan recogidos en el real decreto 1513/2005, del 16 de diciembre.

El tráfico diario da lugar a vibraciones que son transmitidas a través de las cimentaciones a las estructuras próximas. La resistencia de los materiales que componen estas estructuras se puede ver afectada a largo plazo por la vibración cíclica debida a cargas dinámicas, siendo este efecto mayor que el producido por las cargas estáticas. Algunos autores (H. Hao et al., 2001) sugieren que puede haber daños en arquitectura a partir de valores de velocidad pico (PPV) de 5 mm/s y daños estructurales a partir de 10 mm/s. Aun así hay diversidad de opiniones y existen trabajos que sugieren valores aún mayores. S. Drabkin et al. (1996) indican que valores de velocidad de vibración superiores a 50 mm/s suponen un peligro para la integridad estructural de ciertos edificios. En el caso de edificios antiguos o monumentos, se sugieren valores significativamente menores, a los antes mencionados, aunque pocas investigaciones han sido llevadas a cabo en esta materia.

La literatura existente muestra que los niveles de vibración debidos al tráfico de trenes subterráneos, son muy bajos como para producir daños directos a nivel estructural, pero sí que se tienen en consideración sus efectos en los siguientes casos:

- En los seres humanos: la sensibilidad a las vibraciones con frecuencias superiores a los 5 Hz resulta incómoda. La exposición a altas frecuencias con bajas amplitudes por largos periodos de tiempo afecta a la capacidad de concentración, provoca ansiedad, irritabilidad e insomnio, mientras que la

exposición a bajas frecuencias con altas amplitudes por cortos periodos de tiempo puede causar daños en músculos y en órganos internos.

- En el asiento de las cimentaciones: tras una larga exposición (ya que el número de ciclos necesario para apreciar el efecto completo es muy largo), pudiendo llegar a necesitar de 5 a 25 años para acumular un asiento de 25 mm o más, valores capaces de dañar una estructura (S. Drabkin et al. 1996). Este proceso de densificación, debería ser incluido en los diseños en zonas urbanas, a largo plazo.
- En la seguridad ferroviaria: sobre todo en líneas de alta velocidad que atraviesan terrenos blandos, ya que en esas condiciones se pueden producir asientos de escala decimétrica, dañando así las vías férreas.
- En la pérdida de precisión de aquellos equipos sensibles a las vibraciones: ubicados en laboratorios de investigación (S. Gupta, 2008) o industrias cercanas a las líneas ferroviarias.
- En los costes de mantenimiento de la red ferroviaria, los cuales pueden verse incrementados por el exceso de vibraciones.

El deseo de mantener los estándares de calidad de vida hace necesario coordinar y armonizar los requisitos del transporte moderno con el cumplimiento de las normativas medioambientales.

1.2. OBJETIVOS

La intención de esta tesina es indagar en las metodologías existentes de análisis y predicción de las vibraciones asociadas al tráfico de ferrocarriles, para finalmente comprobar la aplicabilidad a la problemática del software de elementos finitos Plaxis 2D, el cual desde la versión 7 incorpora un módulo dinámico capaz de emular el efecto de una carga dinámica en el terreno.

A continuación se resume el contenido de cada uno de los capítulos de la tesina:

En el capítulo 2 se habla de los diferentes métodos de estimación de las vibraciones del terreno, generadas por el tráfico de ferrocarriles. Se intenta explicar las virtudes y limitaciones de cada tipología de métodos, siendo estos analíticos, semi-analíticos, empíricos y computacionales.

En el capítulo 3 se explican los efectos de las vibraciones y el ruido en la salud y comodidad de las personas.

En el capítulo 4 se explica el origen de las vibraciones y la contribución de cada una de las componentes en la excitación resultante de las vibraciones del terreno en el entorno de la vía y del campo libre.

En el capítulo 5 se explica la instrumentación y metodología de recogida de datos experimentales empleada habitualmente en el estudio de las vibraciones asociadas a la circulación de trenes.

En el capítulo 6 se analizan los diferentes métodos de reducción de vibraciones, en función de su aplicación directa en la fuente, receptor o en una ubicación intermedia.

En el capítulo 7 se explican aquellos parámetros dinámicos del terreno más característicos, los ensayos y la metodología a seguir para su determinación.

El capítulo 8 tiene como intención servir de introducción al software Plaxis y a su módulo dinámico. En el se explican los parámetros necesarios y las hipótesis que se aplican en la modelación con elementos finitos.

En el capítulo 9 se explica el procedimiento seguido en la generación del modelo con Plaxis y el posterior cálculo de la propagación de las vibraciones en el modelo.

En el capítulo 10 se discuten los resultados obtenidos Plaxis y las conclusiones del autor.

Capítulo 2. METODOS DE PREDICCIÓN DE VIBRACIONES

2.1. INTRODUCCIÓN

El interés creciente en las vibraciones debidas al tráfico ferroviario requiere del desarrollo de métodos experimentales y modelos teóricos capaces de predecir con precisión los niveles de vibración y el tipo de propagación de ondas que se producirán una vez esté la línea ferroviaria en servicio. Cuanto mayor sea la precisión del modelo, más fácil será durante la fase de diseño del proyecto elegir el recorrido más adecuado y tomar las medidas correctoras necesarias para el buen funcionamiento de la línea.

La predicción de las vibraciones asociadas al tráfico ferroviario exige el conocimiento de las cargas, estáticas y dinámicas, aplicadas por el ferrocarril en la vía, conocimiento de la transmisibilidad de los diferentes medios (vía férrea, traviesas, balasto, revestimiento del túnel, suelo, etc.) y también conocimiento de la respuesta frente a las vibraciones del edificio o estructura afectada.

Una predicción puede realizarse mediante diferentes técnicas: métodos analíticos o semi-analíticos, métodos empíricos y métodos computacionales.

2.2. MÉTODOS ANALÍTICOS

Las soluciones analíticas se emplean en modelos con condiciones de contorno sencillas.

Una de las primeras soluciones, encontradas en la literatura, determina el efecto de las vibraciones generadas por el tráfico de vehículos en edificios históricos, aplicando la fórmula general de la ecuación del movimiento y considerando, entre otras cosas, el vehículo como un sistema de dos grados de libertad, el edificio como un cuerpo elástico sobre una base rígida, como un sistema de n grados de libertad (Miloslav Bata, 1971).

Una expresión general (2.1.) de la propagación de vibraciones, que incluye el efecto de las pérdidas por atenuación en el terreno, es la siguiente:

$$A(r) = A(r_0) e^{-\frac{\omega \eta}{2c} r} \quad (2.1.)$$

donde: A : amplitud de vibración;
 r : distancia entre la fuente y el receptor;
 ω : frecuencia en rad/s;
 η : factor de pérdida del suelo (que puede depender de la frecuencia);
 c : velocidad de las ondas compresionales.

Otra aproximación semi-analítica para las vibraciones de las vías ferroviarias es la conocida como *Ungar and Bender approach* (Dave Davis, 2010). Este método predice la atenuación de las vibraciones a través del suelo con una fórmula simplificada que ignora la mayoría de tipos de ondas, a excepción de las ondas compresionales. De hecho ha reducido un problema complejo de la elasto-dinámica a un simple problema acústico (Dave Davis, 2010).

El método *Ungar and Bender* asume la fuente de la vibración como una fuente linear (infinita), como un ferrocarril en movimiento.

Además, el método no permite la aplicación de ningún tipo de modificación frente a situaciones complejas o inusuales. Permitiendo únicamente modificaciones sencillas de la tipología de suelo en la dirección de propagación. Por lo que el empleo de este método no es recomendable en suelos saturados, al no tener en cuenta las ondas lentas de Biot.

La expresión simplificada (2.2.) de la propagación de vibraciones desde un túnel hasta un receptor a una distancia x :

$$A_T = A_s + A_d + A_i \quad (2.2.)$$

donde:

$$A_s = 10 \cdot \log \left(\frac{r_0 + x}{r_0} \right);$$

$$A_d = 4.34 \frac{\omega \eta x}{c};$$

$$A_i = 20 \cdot \log \left(\frac{1}{2} \left(1 + \frac{\rho_c c_c}{\rho_a c_a} \right) \right);$$

r_0 : radio del túnel.

A_i es la atenuación de las ondas de vibración del terreno al pasar de una tipología de suelo a otra distinta. Siendo ρ y c la densidad y la velocidad de ondas respectivamente, de los dos suelos a y c .

El método *Pipe-in-pipe* es otra técnica semi-analítica que simula la vibración del suelo, generada por el tráfico de ferrocarriles en túneles, modelando el revestimiento de hormigón del túnel como una tubería interna y el suelo, circundante al túnel, como una tubería externa a la primera. El equilibrio de tensiones y la continuidad de los desplazamientos se logra acoplando las dos tuberías (Gupta et al., 2007).

2.3. MÉTODOS EMPÍRICOS

Tradicionalmente, se han aplicado métodos, empíricos y semi-empíricos, basados en la experiencia y en las observaciones realizadas. A partir de datos correspondientes a líneas ferroviarias ya existentes, que guardaban cierto parecido con las características

del tren y diseño general del proyecto a realizar, se lograba una predicción más o menos fiable, a la cual, eso sí, se debía de aplicar una serie de factores de corrección empíricos en función de las características del metro y de la interacción del túnel con el terreno. Cabe mencionar que estas relaciones empíricas dejaban de ser de utilidad en condiciones alejadas de aquellas para las cuales se concibieron.

2.3.1. Predicción a partir de ensayos in situ

Las predicciones de las vibraciones, generadas por la circulación de ferrocarriles en el terreno, basadas en la toma de mediciones in situ han demostrado ser una técnica útil. Es una metodología que ha sido empleada por la *US Federal Transit Authority* desde la década de los 80 (Dave Davis, 2010). El método permite determinar, empíricamente, la trayectoria de propagación y la respuesta del receptor a partir de ensayos penetrativos.

Este método de ensayo tiene como desventajas el coste elevado, el tiempo de ensayo, el gran número de ensayos necesario para poder disponer de un registro adecuado de datos con los que trabajar y la posible molestia que puedan generar el ruido y las vibraciones en las proximidades del ensayo.

Aun así, es actualmente uno de los pocos métodos disponible que proporciona unos resultados fiables en la predicción de la propagación de las vibraciones, generadas por el tráfico ferroviario, en aquellas zonas próximas a la ubicación de los ensayos.

La expresión de la fórmula empleada (2.3.), por el método mencionado, es la siguiente:

$$L_n = (EFL \text{ ó } FDL) + (PSR \text{ ó } LSR) + BCF + BVR + CTN + SAF \quad (2.3.)$$

- donde:
- L_n*: predicción del nivel de ruido asociado a las vibraciones;
 - EFL* o *FDL*: nivel de excitación (para *PSM*) o nivel de densidad (para *LSM*);
 - PSR* o *LSR*: respuesta puntual (para *PSM*) o respuesta lineal (para *LSM*), transfiere movilidad de la fuente al receptor;
 - BCF*: factor de acoplamiento del edificio, pérdida de acoplamiento en el contacto terreno-edificio;
 - BVR*: respuesta del edificio – atenuación o amplificación en la estructura de los cimientos hasta las áreas ocupadas;
 - CTN*: Conversión del nivel de velocidades (de vibración) a nivel de ruido;
 - SAF*: Factor de seguridad frente a incertidumbres (normalmente se emplean valores de 5 a 10 dB).

2.4. MÉTODOS COMPUTACIONALES

En la última década, la comercialización de ordenadores potentes y herramientas informáticas avanzadas, ha incrementado la aplicación de modelos numéricos avanzados, capaces de reproducir, cumpliendo con las leyes físicas y matemáticas, el comportamiento dinámico de los diferentes componentes del problema, permitiendo el cálculo de los efectos dinámicos de sus respectivas interacciones. Con tal de aumentar la precisión y fiabilidad del modelo, es necesario disponer de datos reales obtenidos por medio de métodos experimentales, que nos permitan cotejar los resultados y calibrar el modelo numérico para que ofrezca un nivel aceptable de aproximación del fenómeno real.

En función de la naturaleza del problema diferentes modelos pueden ser usados. La escala, el hecho de que las discontinuidades puedan ser tratadas por separado o no, determinan si la masa de la roca puede ser tratada como un medio continuo o discontinuo.

Las teorías del continuo se aplican cuando el terreno esta libre de juntas, o cuando las discontinuidades tienen un espaciado relativamente pequeño en comparación con el tamaño del problema. La aplicación de modelos continuos permite la aplicación de las teorías de elasticidad y plasticidad, siendo estos modelos:

- El método de elementos finitos (FEM).
- El método de las diferencias finitas (FDM).
- El método de los elementos frontera (BEM).
- Modelo híbrido FEM/BEM.

Las teorías del discontinuo se aplican cuando el terreno esta conformado por un número finito de bloques discretos interactuando entre ellos, de forma que estos bloques individuales puedan rotar libremente, deslizar sobre las discontinuidades o separarse alejándose de los demás bloques. Los modelos aplicables son:

- El método de elementos discretos (DEM).
- El método de la red de fracturas discretas (DFN).

En el presente trabajo se considerara el terreno como un medio continuo y por ello se aplicara alguno de los métodos más usados, de la teoría del continuo, para el estudio de la propagación de las vibraciones. En aquellos casos en los que se consideren dominios finitos los métodos FEM Y FDM son los más utilizados, mientras que cuando se consideran dominios sin límites el método BEM es el más aplicado. En los modelos basados en FEM o FDM (Masafumi Katou et al., 2008) se han de aplicar fronteras artificiales en caso de estudiarse dominios sin límites. Además un modelo BEM

generará una matriz inferior a la del modelo FEM lo que resulta en tiempos de computación mas cortos.

El método de elementos finitos (FEM), fue el primero de estos métodos numéricos en desarrollarse y su aplicación al problema dinámico fue posible gracias al desarrollo de los contornos absorbentes. El método FEM ha demostrando ser un buen método de resolución del problema, un ejemplo es su aplicación para crear un modelo numérico que refleje la interacción del túnel con el terreno y de éstos con las estructuras próximas (M.S. Pakbaz et al., 2009). El input a introducir en el modelo son las propiedades del terreno y de los elementos que configuran el túnel y las estructuras más la carga aplicada por el tren. Las propiedades del terreno son determinadas con la ayuda de ensayos dinámicos en el laboratorio y el espectro de cargas del tren se determina a partir de un modelo analítico. El último paso consiste en verificar los resultados comparándolos con las medidas "in situ" obtenidas con la ayuda de un acelerómetro piezoeléctrico.

El método de los elementos de contorno (BEM) ha sido utilizado en gran parte de las investigaciones relacionadas sobre la propagación de ondas en suelos, llegando a sustituir al método de elementos finitos al ser capaz de modelar medios infinitos y semi-infinitos a diferencia de este último, que necesita utilizar fronteras artificiales alejadas para truncar el dominio y aplicar contornos absorbentes para evitar el reflejo de las vibraciones, que alterarían el análisis. Esto hace del BEM un método ideal para resolver problemas dinámicos, al representar de forma natural las regiones sin contorno y con cierta facilidad las condiciones locales (P. Galvin y J. Domínguez, 2006).

La incapacidad del método de elementos de contorno a la hora de modelar geometrías irregulares o un posible comportamiento no lineal por parte de terrenos blandos y/o cimentaciones, ha dado lugar al desarrollo de varios modos de acoplamiento FEM-BEM (M. Adam y O. von Estorff, 2005; L. Auersch, 2005; J. O'Brien y D. C. Rizos, 2005; P. Galvín y J. Domínguez, 2009; P. Galvín et al., 2010).

Aparte de los métodos ya mencionados, existen otros que también han ofrecido buenos resultados.

- El teorema de reciprocidad dinámica Betti-Rayleigh que hace uso de las funciones de Green para un semi-espacio homogéneo o con estratificación horizontal (G. Lombaert, G. Degrande y D. Clouteau, 2000).
- El método de elementos espectrales (R. Paolucci et al., 2003), el cual nos permite lidiar con complicadas configuraciones, incluyendo la interacción dinámica suelo-estructura, con una precisión significativamente mayor que los FEM o FDM.

Ambos han demostrado ser adecuados en análisis tridimensionales del problema dinámico.

2.5. CONCLUSIONES

La elección de un método u otro en la estimación de las vibraciones e incluso del ruido generado por el tráfico ferroviario dependerá de las características y tipo de tren, las propiedades que caracterizan el terreno y subsuelo por el cual se han de propagar, y los motivos que nos empujan a conseguir una predicción adecuada.

En algunos casos será aconsejable y apropiado emplear una combinación de los métodos aquí mencionados, dependiendo del grado de precisión exigido y los medios de los cuales se disponga para su realización.

Capítulo 3. CONFORT Y VIBRACIONES

3.1. INTRODUCCIÓN

Las vibraciones viajan por el terreno accediendo a los edificios a través de los cimientos desde donde se transmiten al resto de la construcción. Anteriormente hemos comentado que los niveles de vibración que tratamos en este trabajo rara vez son motivo de daño estructural o peligro para la integridad del edificio, pero si que pueden llegar a ser muy molestas para sus habitantes. Las normativas DIN 4150 e ISO 2631:1889 son algunas de las normas que contemplan las vibraciones en edificios, que afectan al cuerpo humano, e indican los criterios para saber qué niveles de vibración son aceptables. El uso de una u otra norma depende de la frecuencia propia del edificio.

Cómo se ve afectada la comodidad de los habitantes del edificio ante las vibraciones y el ruido son cuestiones que contestaremos en este apartado.

3.2. EFECTOS DE LAS VIBRACIONES

El hombre puede percibir las vibraciones debidas al tráfico ferroviario en forma de ruido o/y vibraciones en el propio edificio. El ruido puede ser de baja frecuencia, debido a la vibración de los elementos constructivos que conforman el edificio, o de alta frecuencia, generado por la oscilación de los cristales de las ventanas y de elementos decorativos: muebles, vajilla u otros objetos; oscilación causada por la propia vibración del suelo y de las paredes. La respuesta del cuerpo humano ante las vibraciones varía en función de la amplitud, la duración y la frecuencia de las vibraciones al que se encuentre sometido. Aun así, el umbral de percepción es muy individual y depende de la condición psicológica del ser humano, incluso la tolerancia a la vibración varía con la actividad que se esté llevando a cabo y de las expectativas o nivel de vibración al que esté habituado cada individuo, por lo que podemos calificarla de subjetiva.

El rango vibratorio de especial interés para el hombre es de 1 a 400 Hz, acostumbrando, los efectos, a ser máximos en el umbral del intervalo de frecuencias de 0,5 a 100 Hz. El umbral del intervalo de frecuencias coincide con el umbral de percepción de una persona alerta y concentrada, que es de aproximadamente 0,01 mm/s² (RMS) para una frecuencia de 1 Hz, llegando a aproximadamente 0,1 mm/s² (RMS) para una frecuencia de 100 Hz (Griffin, 1990).

Pretlove y Rainer (1995) determinaron que para velocidades rms de aproximadamente 0,1 a 0,3 mm/s los parámetros que influyen en el umbral de la percepción humana frente a las vibraciones son:

- La posición del cuerpo humano: de pie, sentado, acostado.

- La dirección de incidencia con respecto a la columna vertebral.
- La actividad que se esté llevando a cabo: en reposo, caminar, correr.
- El carácter de la actividad: individual, en grupo.
- La edad y el género del individuo.
- La frecuencia y duración de la vibración.

Las personas mayores tienen un umbral de percepción mayor que el de los jóvenes. Los hombres a su vez tienen un umbral inferior el de las mujeres para ciertas frecuencias. Si una persona está ociosa participando en una actividad ve incrementado su umbral de percepción, mientras que el hecho de tener una referencia visual reducirá su umbral de percepción.

El umbral de percepción de las vibraciones verticales para una persona sentada es similar, en la mayoría de situaciones, a la de una persona de pie. Esto es válido en la percepción de las vibraciones horizontales excepto para frecuencias entre 1 y 16 Hz, donde el umbral es mayor para el que está de pie. Las vibraciones horizontales para bajas frecuencias (de 1 a 10 Hz) son percibidas en un umbral similar al de las vibraciones verticales. Sin embargo, para frecuencias más altas, el umbral de percepción aumenta al verse reducida la transmisión de las vibraciones horizontales en el cuerpo (Griffin, 1990). El nivel de percepción de una persona acostada es independiente de la frecuencia (en el rango de 1 a 100 Hz) para las vibraciones verticales, mientras que para las vibraciones horizontales aumenta el nivel de percepción con el aumento de la frecuencia.

Los efectos de las vibraciones se pueden dividir en dos grupos:

Los que influyen en la salud: pudiendo provocar cambios fisiológicos como:

- una mayor actividad cardiaca
- un aumento del pulso y de la respiración
- alteraciones del aparato digestivo
- incluso disminuir la capacidad de defensa del sistema inmunitario

Los que influyen en la comodidad:

- dificultad para conciliar el sueño y para tener un sueño continuo

Las vibraciones inducidas por el tráfico de trenes subterráneos en los edificios no son causa de efectos fisiológicos permanentes en seres humanos ni afectan a las actividades diarias. Las actividades que comúnmente sí se ven afectadas por este tipo de vibraciones son el descanso (generando problemas de concentración, irritabilidad y disminuyendo la capacidad de trabajo).

A principios de los años treinta, Reiher y Meister desarrollaron una escala, representada en la figura 3.1. que se muestra a continuación, para la respuesta del cuerpo humano frente a vibraciones estacionarias del edificio. Pese a haberse desarrollado hace mas de sesenta años siguen aceptándose como válidas, multiplicándose la amplitud por un factor de 10 para vibraciones transitorias (Richard N. Wright y William H. Walker, 1972). El estudio de Reiher y Meister llegó a la conclusión de que el límite inferior de percepción, en términos de velocidad, era de 0,3 mm/s llegando a ser una vibración molesta si su velocidad era superior a 2,5 mm/s.

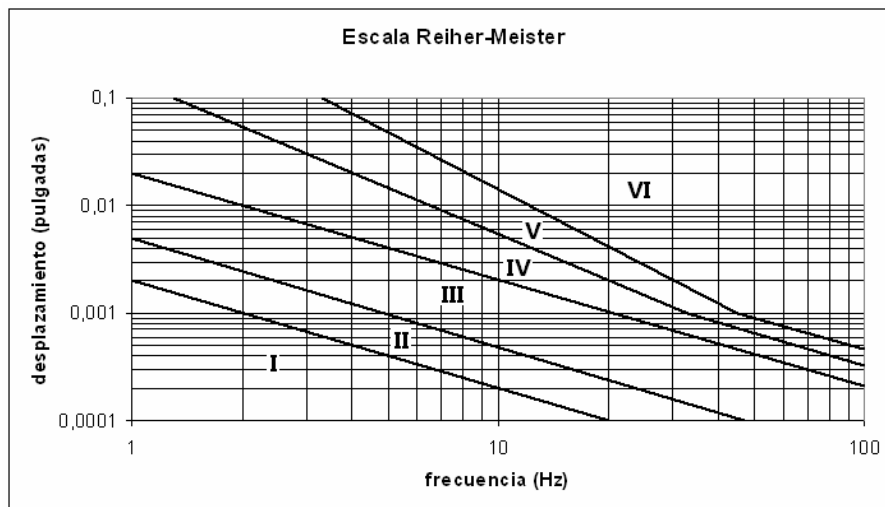


Figura 3.1. Umbrales de percepción de una persona de pie sujeta a vibración vertical (Reiher y Meister) donde i: No perceptible, ii: ligeramente perceptible, iii: claramente perceptible, iv: fuertemente perceptible, v: molesta, vi: muy molesta.

En su investigación, Pretlove y Rainer (1995) determinaron que de 1 a 10 Hz el umbral de percepción era proporcional a la aceleración, mientras que de 10 a 100 Hz era proporcional a la velocidad, siendo perceptibles las vibraciones a partir de un nivel de 0,5 mm/s tal y como podemos observar en la tabla 3.1.

Descripción	Aceleración punta (mm/s ²)	Velocidad punta (mm/s)
	1 - 10 Hz	10 - 100 Hz
Apenas perceptible	34	0.5
Claramente perceptible	100	1.3
Desagradable/molesto	550	6.8
Intolerable	1800	13.8
*Los valores tienen una dispersión próxima a un factor de 2		

Tabla 3.1. Umbrales de percepción de una persona de pie para vibraciones harmónicas (Pretlove y Rainer, 1995).

3.3. EFECTOS DEL RUIDO

El ruido es un concepto muy subjetivo ya que algo que es considerado ruidoso por un oyente puede ser considerado como agradable por otro, o simplemente puede no resultarle molesto (pongamos de ejemplo los diferentes estilos de música) por lo tanto la gente reacciona de manera diferente ante el ruido. El ruido puede llegar a afectar tanto fisiológica como psicológicamente. Algunos efectos fisiológicos serían la contracción de los vasos sanguíneos, aumento del tamaño de la pupila y la alteración de la respiración (Ruiz Casal, 1997). El ser sometido a elevados niveles de ruido puede causar pérdida temporal de la audición y un tiempo de exposición prolongado puede llevar a la pérdida de audición permanente. El ruido reduce la atención, llegando a influir en el rendimiento laboral, no por un descenso del ritmo de trabajo, sino por una reducción de la exactitud de los resultados. El ruido también puede interferir con la comunicación alterando el entendimiento o comprensión de la palabra y el sueño.

En general un sonido fluctuante escuchado por la noche o repetido con cierta frecuencia, como el causado por el paso del tren, es el más molesto, a diferencia de un sonido inesperado de corta duración que no suele ser considerado molesto. El ruido combinado con vibraciones perceptibles reducirá el umbral de ruido considerado molesto. El ruido generado por el paso del tren no es motivo de pérdida de audición u otros daños fisiológicos en los ocupantes de los edificios contiguos al túnel, por lo tanto, la molestia es el principal aspecto que debe considerarse dentro de este estudio.

Capítulo 4. ACCIONES GENERADAS POR EL FERROCARRIL

4.1. COMPONENTES DE LA INTERACCIÓN VEHÍCULO-VÍA-SUELO

El origen de las vibraciones está en la interacción del vehículo con la vía férrea. Según Hall Lars (2003) los principales factores que influyen en las características de las vibraciones en el terreno, inducidas por el paso de ferrocarriles, son los mencionados a continuación:

Ondas de esfuerzo inducidas por la respuesta de la vía férrea.

- Carga por eje.
- Separación de los ejes de las ruedas.
- Velocidad del ferrocarril.

Origen de la vibración en la interfaz rueda-riel.

- Inestabilidad y cabeceo del vehículo al circular sobre los rieles.
- Propiedades dinámicas de los bogies del vehículo.
- Defectos de la ruedas (excentricidad, existencia de áreas planas).
- Desalineación de los motores.
- Aceleración y desaceleración del tren.

Las discontinuidades en la vía.

- Defectos de los rieles (desigualdades, ondulaciones).
- Espaciamiento e intervalo de las juntas de los rieles.
- Desvíos (cambios de aguja).
- Curvas y ladeamiento de la vía (fuerzas centrífugas).

Apoyo variable.

- Geometría, rigidez y el espaciado entre traviesas.
- Geometría, rigidez y heterogeneidad del balasto.
- Rigidez y geometría del terreno.

En la literatura, se emplean con frecuencia los términos: cuasi-estático y dinámico para definir aquellas cargas originadas por la interacción vehículo-vía que inducen las vibraciones en el sistema ferroviario y el terreno circundante. Las cargas cuasi-estáticas expresan una excitación de naturaleza determinista y las dinámicas de naturaleza estocástica.

La carga cuasi-estática vertical aplicada a la vía viene definida por la carga de los ejes y el espaciamiento entre ejes. El paso de las cargas estáticas de los ejes es importante para la vía y sus alrededores. Sin embargo, las amplitudes correspondientes disminuyen rápidamente con la distancia, por lo que estas cargas no son importantes en el estudio de las vibraciones en el campo libre.

Las cargas dinámicas sobre los ejes son generadas por:

- la excitación paramétrica debida a los apoyos discretos de los rieles.
- la excitación transitoria debido a las juntas del riel y la presencia de áreas planas en la banda de rodadura de las ruedas.
- la excitación debido a la rugosidad del contacto rueda-riel; y la desigualdad de la vía (G. Lombaert y G. Degrande, 2006; Yuanqiang C. et al., 2010).

El comportamiento dinámico de un vehículo tiene grandes efectos en la seguridad frente al descarrilamiento y la estabilidad al circular. El comportamiento dinámico dependerá de:

- La velocidad máxima.
- Características de la vía (alineamiento, separación entre rieles, inclinación, irregularidades periódicas y discretas de la vía).
- Características dinámicas de la vía (rigidez vertical y horizontal de la vía y coeficiente de amortiguación).
- Parámetros de contacto rueda/riel (perfil de la rueda y el riel, espaciamiento entre rieles).
- Defectos de las ruedas (excentricidad y existencia de áreas planas).
- Masa e inercia del vehículo, bogies y set de ruedas.
- Suspensión característica de los vehículos.
- Distribución de la carga.

Un estudio realizado por Yuanqiang C. et al. (2010) mostró que para velocidades inferiores a la velocidad crítica las cargas por eje (componente cuasi-estática) son la principal fuente de excitación de los desplazamientos de la vía, mientras que las cargas dinámicas son la principal fuente de excitación de las aceleraciones superficiales del terreno, sobre todo en campo abierto (fuera de la vía) donde son disipadas lentamente por el terreno.

Los desplazamientos inducidos por la carga cuasi-estática tienen lugar, principalmente, en el rango de bajas frecuencias (0-35 Hz). Sin embargo, los desplazamientos inducidos por la carga dinámica se distribuye en un rango de altas frecuencias por encima de los 60 Hz (60-90), en función de la velocidad del ferrocarril (Yuanqiang C. et al., 2010).

Para velocidades superiores a la velocidad crítica, la contribución de las cargas dinámicas a las respuestas de desplazamiento y aceleración del terreno es mucho menor que las de las cargas cuasi-estáticas, generadas por la carga de los ejes, las cuales se disipan lentamente en el terreno. Sin embargo, las aceleraciones inducidas dinámicamente no se pueden despreciar al equivaler, aproximadamente, a un 25% de la aceleración máxima inducida cuasi-estáticamente.

Las amplitudes de la aceleración (figura 4.1.) del sistema vía-terreno decrecen sucesivamente del rail a la traviesa y de la traviesa al terreno (H. Xia, Y.M. Cao, G. De Roeck, 2010).

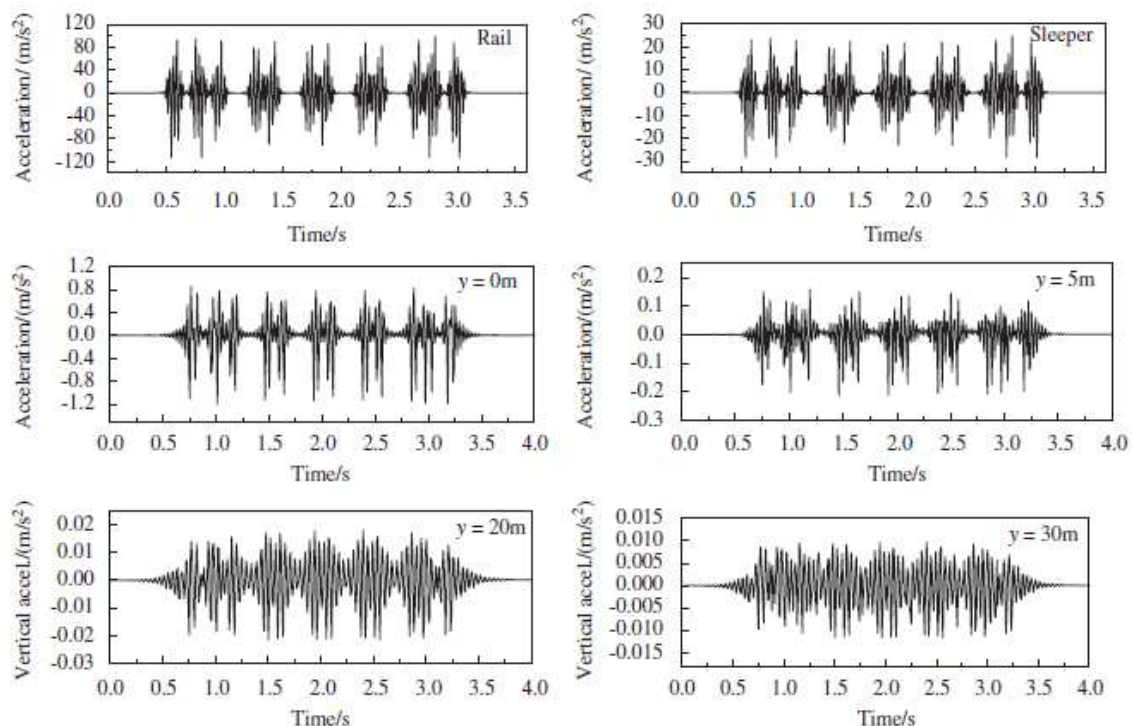


Figura 4.1. Registros de aceleraciones en el riel, traviesa y diferentes puntos de observación en el terreno. La aceleración es máxima en el riel llegando a 120 m/s^2 , disminuyendo a alrededor de 25 m/s^2 en la traviesa y a $1,2 \text{ m/s}^2$ en el suelo bajo la traviesa (H. Xia, Y.M. Cao, G. De Roeck, 2010).

4.2. CONCLUSIONES

La componente dinámica es dominante para bajas velocidades (inferiores a la velocidad crítica) y equivalente a un 20% de la contribución cuasi-estática para altas velocidades (superiores a la velocidad crítica). Razón por la cual la contribución de la carga dinámica siempre deberá tenerse en cuenta en el análisis y cálculo de las vibraciones inducidas por el tráfico ferroviario.

El rango de bajas frecuencias está principalmente influenciado por la componente cuasi-estática. A diferencia de la componente dinámica que domina en el rango de medias y altas frecuencias.

Las aceleraciones del terreno se atenúan con el incremento de la distancia a la vía, y con dicho incremento, la relevancia de las curvas de aceleración del terreno y la excitación del tren se hacen cada vez menos obvias.

Capítulo 5. INSTRUMENTACIÓN PARA TOMA DE MEDIDAS EXPERIMENTALES

5.1. INTRODUCCIÓN

La medición del nivel de vibraciones puede ser realizada mediante diferentes tipos de transductores. Los empleados habitualmente son los transductores de aceleraciones, de velocidades y de desplazamientos, los cuales describiremos, brevemente, a continuación.

5.2. TRANSDUCTORES

5.2.1. Transductores de aceleraciones

Los transductores de aceleraciones (figura 5.1) suelen dividirse en conversores de energía pasiva y activa, siendo estos últimos de uso más extendido.

Transductores de aceleraciones pasivos son:

- servo acelerómetros
- acelerómetros piezoeléctricos
- acelerómetros de tipo inductivo

Transductores de aceleraciones activos son:

- acelerómetros sísmicos
- acelerómetros piezoeléctricos



Figura 5.1. Acelerómetros sísmicos (P.Galvín, J.Domínguez 2009).

5.2.2. Transductores de velocidades

Un transductor de velocidades (figura 5.2.) consiste en una bobina que gira a través de un campo magnético (generado por un imán). El movimiento induce una corriente en

la bobina que es proporcional a la velocidad relativa entre la bobina y el campo magnético. Debido a la relativamente alta tensión de salida, es favorable emplear transductores de velocidades en el campo al no ser necesario el uso de amplificadores, siendo su uso recomendado para la medición de vibraciones de baja frecuencia y amplitud (ISO 2631-1,1997). Aun así los transductores de velocidades se emplean en pocas ocasiones al existir la posibilidad de determinar las velocidades integrando el histórico de aceleraciones obtenido a partir de los transductores de aceleraciones. Un ejemplo de transductor de velocidades es el geófono.



Figura 5.2. Velocímetro triaxial (Shen-Haw Ju, Hung-TaLin y Jeng-Yuan Huang, 2009).

5.2.3. Transductores de desplazamientos

Un transductor de desplazamientos consiste en una caja de masa rígida suspendida por un amortiguador y un muelle (un sistema simple de un solo grado de libertad). Cuando la base de la caja es sometida a la vibración, la masa entra en movimiento y el desplazamiento puede ser determinado. Para un correcto funcionamiento del transductor de desplazamiento la frecuencia natural del transductor ha de ser menor que la frecuencia medida. Los transductores de desplazamientos se emplean para medir las vibraciones del terreno, pero debido a su elevado peso no pueden emplearse en paredes o estructuras ligeras.

5.3. INSTRUMENTACIÓN

Generalmente la instrumentación instalada en la medición de vibraciones incluye transductores y un importante número de aparatos de amplificación de señal, obtención y almacenamiento de datos. La instrumentación instalada debe ser capaz de medir las vibraciones en un rango apropiado de frecuencias y magnitudes.

El rango de frecuencias de interés en un túnel es de 1 a 500 Hz mientras que el rango de amplitudes va de $5 \cdot 10^{-4}$ a 100 mm/s para velocidades y de $3 \cdot 10^{-6}$ a 500 mm/s^2 para aceleraciones (SS-ISO 14837.1, 2005).

Para una correcta medición es indispensable un buen acoplamiento de la instrumentación con el medio vibrante, para evitar así la resonancia montada en el rango de frecuencias de interés.

5.4. DISTRIBUCIÓN EN EL TÚNEL

La Organización Internacional de Estandarización (ISO) ha recopilado un estándar sobre la medición de vibraciones en túneles ferroviarios conocida como ISO 10815 (1996). La norma da indicaciones de dónde y cómo se deben llevar a cabo las mediciones en el interior del túnel. También indica qué se ha de medir y cuál es el equipo necesario para ello.

La ISO 10815 recomienda que las medidas en túneles ferroviarios se tomen en tramos rectos de longitud superior o igual a doscientos metros. No es aconsejable la instalación de transductores próximo a desvíos o cambios de aguja, macizos rocosos fracturados y ante la presencia de agua. Los transductores se han de orientar alineados con los tres ejes principales del túnel (uno vertical y dos horizontales). Según indica la ISO los ensayos de vibraciones en túneles pueden realizarse de dos formas, conocidas como ensayo completo y ensayo limitado.

Un ensayo completo consta de:

- Toma de mediciones en tres secciones alejadas entre sí 20 metros.
- Instalar tres transductores o una unidad triaxial en cada una de las secciones.
- El tren ha de realizar un mínimo de tres pasadas en una misma dirección.
- Instalación de un micrófono para el registro del ruido de fondo, para la posterior determinación de la relación señal-ruido. La relación señal-ruido debe ser superior a 10 dB para los valores generales y como mínimo 6 dB para cada banda de frecuencia.

Un ensayo limitado consta de:

- Toma de mediciones en una única sección.
- Instalación de un único transductor en un punto perpendicular a la sección.
- El tren ha de realizar un mínimo de tres pasadas en una misma dirección.
- Instalación de un micrófono para el registro del ruido de fondo, para la posterior determinación de la relación señal-ruido. La relación señal-ruido debe ser superior o igual a 6 dB.

Para la realización de cualquiera de los ensayos es necesario que la vía férrea esté en buenas condiciones (sin defectos o corrugación visible) al igual que el vehículo. El tren debe estar vacío y compuesto por los mismos vagones que durante su periodo de actividad. El tren debe desplazarse, en función de su tipología, con una de las siguientes velocidades:

- 40 km/h en tranvías.
- 60 km/h en trenes ferroviarios metropolitanos.
- 80 km/h en trenes de alta velocidad.
- La máxima velocidad permitida en la sección de estudio.

El tren debe encontrarse en punto muerto durante la medición de las vibraciones, a excepción de en aquellos casos en los que el tren viaje a velocidad máxima.

En la figura se muestra el esquema de distribución de transductores recomendado en la ISO 10815:

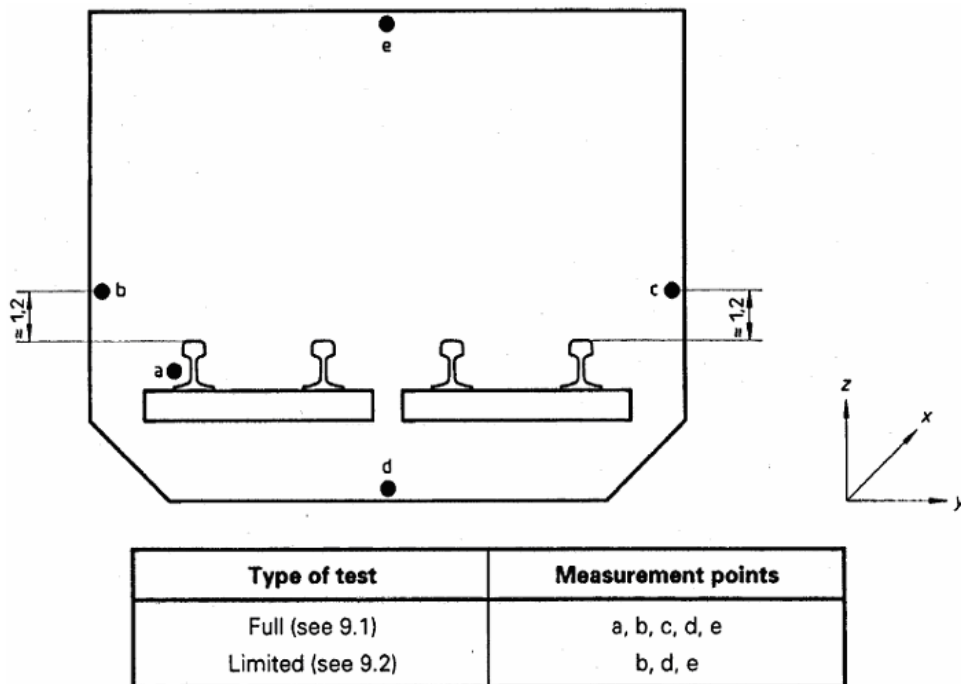


Figura 5.3. Esquema de distribución de los transductores, tanto para el ensayo completo como para el limitado. Los transductores son distribuidos simétricamente en la bóveda, solera y en los hastiales a 1,2 metros por encima de la cota marcada por los raíles. Extraído de la ISO 10815, 1996.

Para determinar la relación entre el tren, como origen de la excitación, y la vibración transmitida al túnel se deben de instalar transductores en la base de la vía (carril y traviesa)

En caso de querer asegurar la precisión de los resultados se puede incrementar el número de secciones de estudio a lo largo del trazado ferroviario e incluso en

superficie, figura 5.4. Los niveles de vibración han de ser consultados “in situ” y en caso de existir una dispersión superior al $\pm 25\%$ o ± 2 dB se deben repetir los ensayos.

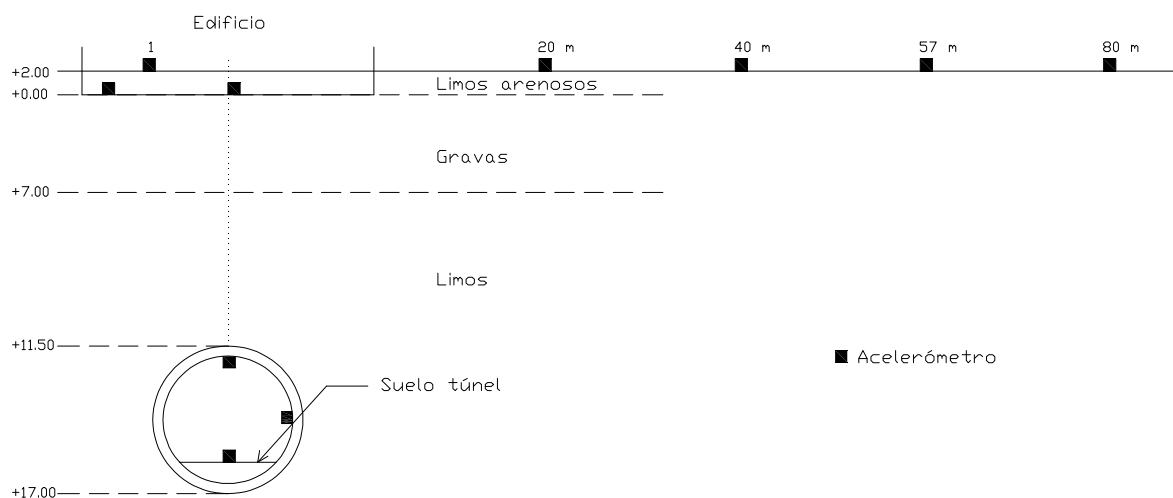


Figura 5.4. Esquema de distribución tipo en superficie y túnel.

5.5. CASOS DE ESTUDIO

En la literatura encontramos estudios sobre diferentes métodos de medición de las vibraciones del terreno inducidas por el tráfico ferroviario. Estos incluyen la medición de la desviación vertical del terraplén del ferrocarril mediante extensómetros, la medición de la aceleración de partículas en el terraplén de la vía y la medición de la velocidad de la partícula en el entorno próximo a la vía (Hall Lars, 2003).

La carga de las ruedas es uno de los parámetros más importantes con respecto a las vibraciones inducidas por paso del tren. Uno de los métodos empleados en su medición es el uso de galgas extensométricas, las cuales miden las variaciones en la tensión de corte en el rail durante el paso de las ruedas del ferrocarril. Para poder determinar la carga de las ruedas, las galgas extensométricas son calibradas usando una carga conocida.

Las galgas son colocadas en los laterales del riel, a pocos centímetros de las traviesas. Cada galga tiene dos rosetas dispuestas con un ángulo de 45° respecto al eje del riel. Teóricamente es suficiente con tener las galgas extensométricas dispuestas en un único lado del rail, pero en la práctica se suelen emplear cuatro galgas (dos en cada lado) obteniéndose la media de la tensión de corte en ambos lados del rail (Mehdi Bahrekazemi, 2004).

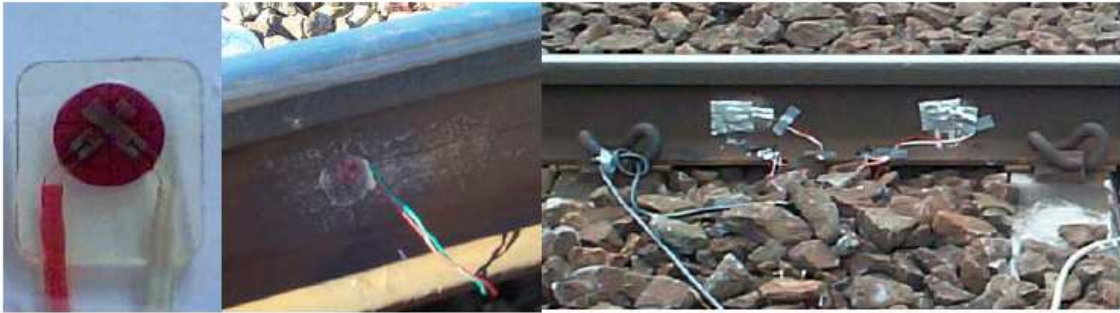


Figura 5.5. Imágenes de galgas extensométricas en el momento de la medición (Mehdi Bahrekazemi, 2004).

Las medidas experimentales de la flexión de los rieles se han realizado tradicionalmente mediante el uso de la viga Benkelman, un esquema que se muestra en la figura 5.6.. Creado por AC Benkelman, esta viga se compone básicamente por una parte fija y una barra móvil. La parte fija se apoya en dos patas ajustables, apoyadas en el suelo de forma que no se vean afectadas por el movimiento del suelo causado por el paso del ferrocarril. La barra móvil está acoplada a la parte fija a través de una articulación, estando uno de sus extremos en contacto con el riel y el otro en contacto con un extensómetro. Aplicando las ecuaciones de compatibilidad geométrica, es posible evaluar el movimiento vertical de la punta, utilizando las mediciones registradas por extensómetro (M. H. Z. Oliveira, S. S. Rocha, F. S. Barbosa y F. M. A. Nogueira, 2009).

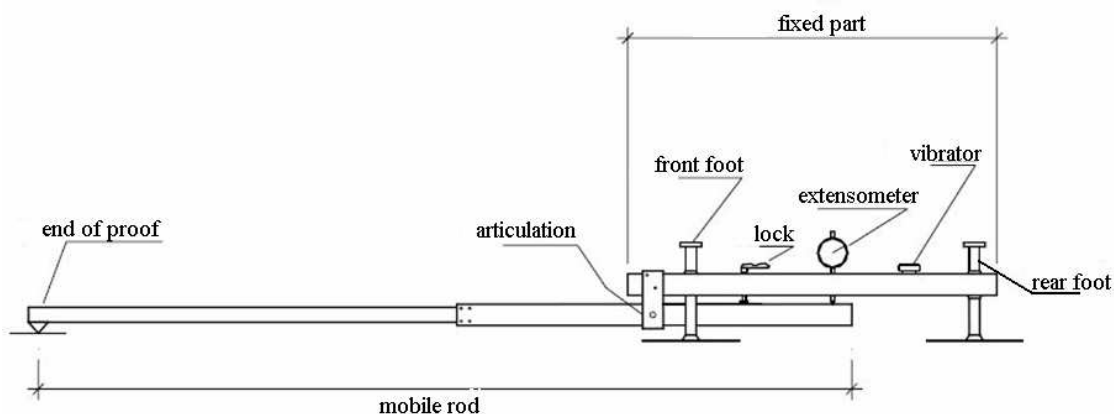


Figura 5.6. Esquema de la viga Benkelman (M. H. Z. Oliveira, S. S. Rocha, F. S. Barbosa y F. M. A. Nogueira, 2009).

Otra forma de medir deformaciones es a través de equipos basados en el láser. Este sistema permite la evaluación de los desplazamientos verticales, de alta frecuencia, en la vía.

5.6. ACELEROGRAMA

Todos estos métodos dan buenos resultados, por este motivo en este trabajo se emplea la señal de un acelerograma para emular el paso del tren en nuestro modelo. La señal tomada en el 2005 se muestra en la figura 5.9, corresponde al tren de la imagen (figura 5.8) y fue tomada con el acelerómetro de la figura 5.7.



Figura 5.7. Imágenes del acelerómetro tomadas durante la medición (autor: Jaume Clapes).



Figura 5.8. Imagen del tren a partir del cual se obtuvo la señal (autor: Jaume Clapes).

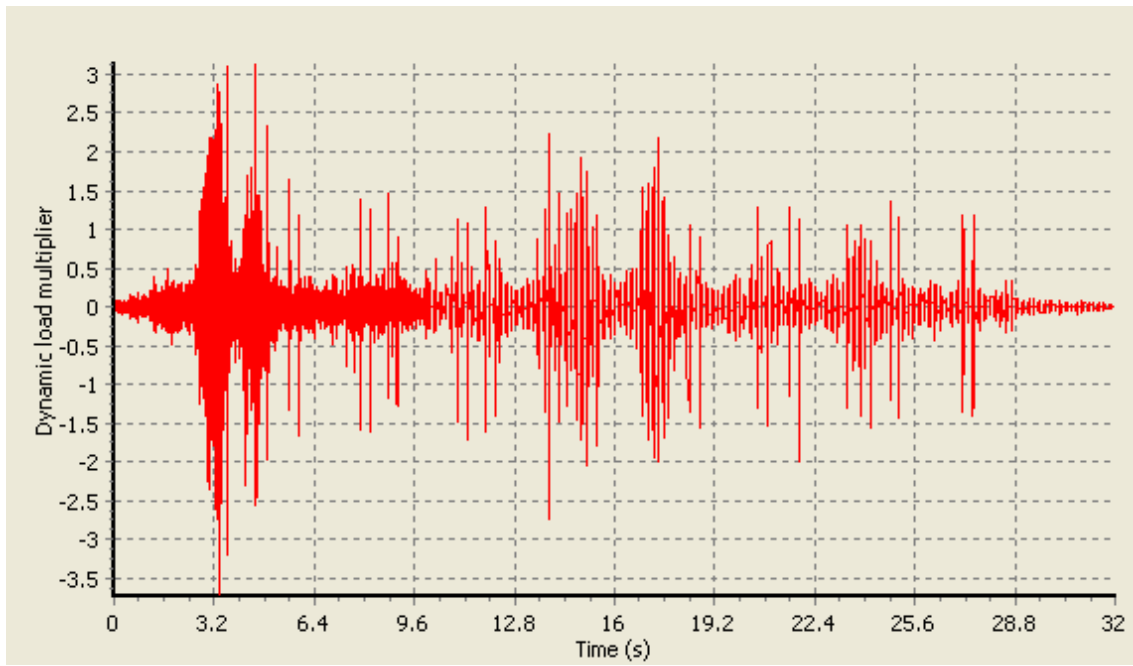


Figura 5.9. Acelerograma, el eje de las abscisas es el tiempo (s) y el eje de ordenadas la aceleración (m/s^2).

Capítulo 6. SOLUCIONES Y MEJORAS REDUCTORAS DEL NIVEL DE VIBRACIONES

6.1. INTRODUCCIÓN

La necesidad de cumplir con las normativas medioambientales en materia de ruido y vibraciones hace necesario el estudio e investigación de soluciones capaces de reducir y eliminar parte de las vibraciones generadas por el tráfico ferroviario.

Los métodos de aislamiento y reducción de vibraciones en el terreno pueden ser divididos en tres categorías, en función de si son aplicados próximos a la fuente, en un punto intermedio entre la fuente y el receptor, influyendo en la propagación de la vibración, o próximos al receptor. Las necesidades técnicas y económicas decidirán que método o combinación de métodos adoptar.

6.2. MÉTODOS DE REDUCCIÓN DE VIBRACIONES APLICADAS EN LA FUENTE

La primera categoría incluye soluciones como:

- la mejora del terreno.
- incrementar el grosor del revestimiento (aumento de la atenuación).
- adaptaciones en la propia vía (cojines amortiguadores, fijaciones de los rieles, losa flotante).
- reducción de la velocidad del tren.
- modificaciones en el diseño del vehículo, fundamentalmente en la suspensión primaria donde, para velocidades inferiores a la velocidad crítica.
- una reducción de la rigidez de la suspensión primaria puede reducir eficientemente las vibraciones del terreno inducidas por el paso de ferrocarriles (Yuanqiang C. et al., 2010).

La compactación del terreno da buenos resultados; un ejemplo de ello es la mayor atenuación de las vibraciones en balasto recién compactado, comparado con otro en el que haya pasado cierto tiempo. Esto muestra la relación entre un buen mantenimiento de la infraestructura y la reducción de las vibraciones generadas por esta.

El mantenimiento de los rieles y la vía, en general en buen estado, es imprescindible para minimizar el nivel de vibraciones generado por el tráfico ferroviario. Se ha observado una diferencia de 10 dB al comparar la circulación sobre rieles nuevos con la circulación de ruedas con defectos (áreas planas en el borde de rodadura) sobre rieles corrugados (Andreas Eitzenberger, 2008). Un mantenimiento correcto no solo

reduce el nivel de vibraciones sino también el coste económico de aplicar soluciones adicionales.

Los cojines amortiguadores (CA) pueden ser de varios tipos en función de su ubicación: bajo los rieles, en las traviesas o en balasto.

Los CA de riel, son colocados bajo los rieles y encima de las traviesas (*rail pad*) o las losas de hormigón (*rail bearings*), suelen tener un grosor de alrededor de 10 mm y estar hechos de goma, figura 6.1.. Es la solución más simple y también la menos efectiva debido a su limitada capacidad amortiguadora. En vías de balasto ha demostrado ser una medida inefectiva en la reducción de las vibraciones (Andreas Eitzenberger, 2008). Aunque pueden emplearse como aislamiento frente a las vibraciones, su función principal es reducir los efectos de la fisuración por “fatiga” en traviesas y losas. Los resultados variarán según la rigidez del material.



Figura 6.1. Ejemplos de *rail pad* (izquierda) y *rail bearings* (derecha) (Johannes Jacobus Heunis, 2011).

Los CA bajo las traviesas (*sleeper pads*), figura 6.2., son un método eficiente y económico de reducir las vibraciones del suelo, e incluso para reducir el desgaste del balasto, permitiendo una reducción del grosor de la capa de balasto. Otra aplicación de los CA bajo las traviesas es el proporcionar una transición suave entre dos tramos de vía de rigidez significativamente diferente (paso de terraplén a una estructura de un puente). Estos materiales suelen ser más gruesos que los anteriores, alrededor de los 20 mm (Johannes Jacobus Heunis, 2011).

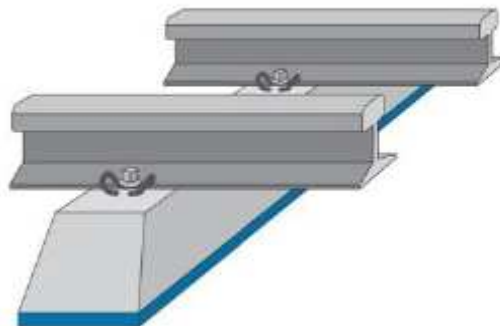


Figura 6.2. Ejemplo de *sleeper pad* (Johannes Jacobus Heunis, 2011).

Para frecuencias inferiores a 250 Hz los desplazamientos y velocidades registradas en el riel y las traviesas disminuyen al aumentar la rigidez de los cojines. De momento no se ha demostrado la existencia de una relación entre las aceleraciones del riel y la rigidez de los cojines amortiguadores. En cambio sí con la aceleración de las traviesas que disminuye con el aumento de la rigidez de los cojines (Anders Johansson et al., 2008). B. Hemsworth (2000) registró, para este método, valores de atenuación de 15 dB para 125 Hz en vías de balasto.

Los CA para balasto (*ballast mats*) son colocados bajo éste o en su interior, figura 6.3., con un grueso que puede alcanzar los 80 mm, y han demostrado su gran capacidad para atenuar vibraciones en un rango de 16 a 50 Hz, donde una reducción de 5 o 10 dB es posible y hasta 20 dB para 50 Hz (J. T. Nelson, 1996; A. Eitzenberger, 2008). Por este motivo generalmente se integra en el diseño del sistema ferroviario desde un principio (Johannes Jacobus Heunis, 2011). Cuanto más próximo a la superficie del balasto esté ubicado el CA mayor será la atenuación alcanzada.

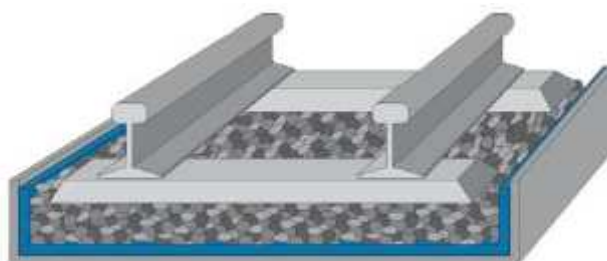


Figura 6.3. Ejemplo de *ballast mat* (Johannes Jacobus Heunis, 2011).

El empleo de unas fijaciones para rieles más flexibles permite mayores flechas del riel bajo la rueda lo cual reduce la impedancia mecánica de la estructura y con ello las vibraciones. Es efectivo para un rango de 30 a 50 Hz, donde para 50 Hz se pueden llegar a reducir de 6 a 10 dB (Andreas Eitzenberger, 2008).

La medida más efectiva, pero también más costosa, en la reducción de las vibraciones inducidas por el tráfico ferroviario en túneles es el uso de un sistema de losas flotantes (*floating slabs*), figuras 6.4. Y 6.5.. La losa de hormigón actúa como un oscilador armónico lineal de muy baja frecuencia natural, aislado de la solera del túnel por medio de muelles de goma o acero. La baja frecuencia natural de la losa, entre 8 y 12 Hz, facilita una mayor atenuación de las vibraciones, habiéndose registrado valores de entre 10 y 25 dB (B. Hemsworth, 2000).

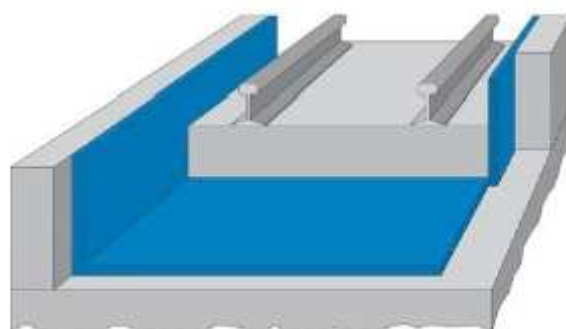


Figura 6.4. Ejemplo de *floating slab* (Johannes Jacobus Heunis, 2011).

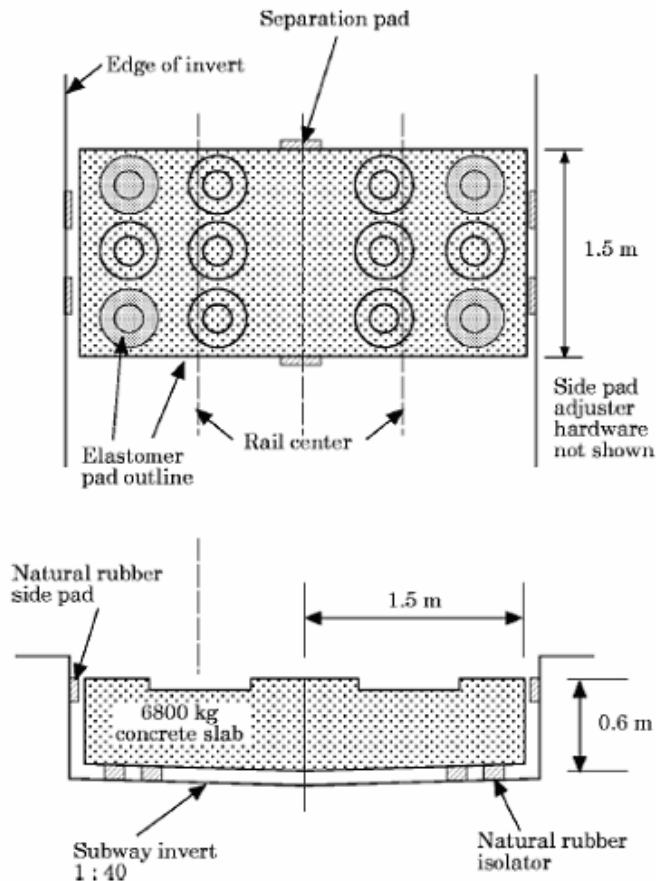


Figura 6.5. Sección y alzado de un aislamiento con losa flotante (J. T. Nelson, 1996).

6.3. MÉTODOS DE REDUCCIÓN DE VIBRACIONES APLICADOS ENTRE LA FUENTE Y EL RECEPTOR

La segunda categoría es de aplicación limitada, por la dificultad y los costes asociados. La medida más común es el empleo de barreras: muros pantalla, zanjas abiertas o rellenas de material, etc.

Estos métodos están basados en la reflexión, dispersión y difracción de la energía de las ondas. Estas barreras suelen consistir, generalmente, en zanjas vacías o rellenas de material sólido o fluido. La diferencia entre las opciones mencionadas radica en que:

- En una interfaz entre sólidos se transmiten, de un cuerpo al otro, tanto ondas P como ondas S.
- En una interfaz sólido – fluido, solo se transmiten ondas P.
- En una interfaz sólido – vacío no hay transmisión de ondas.

En C. Molins y A. Ledesma (2006) se diseña un muro pantalla capaz de reducir y aislar de las vibraciones, generadas por el tráfico ferroviario en un túnel de metro próximo, el equipo e instrumental médico de alta sensibilidad del Hospital de la Santa Creu i Sant Pau de Barcelona.

El empleo de zanjas supone una solución efectiva frente a las vibraciones y de bajo coste. Aunque algunos autores (M. Adam y O. von Estorff, 2004) consideran que con el empleo de zanjas en puntos intermedios, relativamente alejados de la fuente o del receptor, se corre el riesgo de ocasionar el efecto contrario amplificando la respuesta estructural. Por este motivo, en el caso de tráfico ferroviario en túneles, se recomienda su empleo únicamente cuando el túnel pase próximo a los edificios.

El uso de zanjas abiertas es más eficaz que el uso de zanjas con relleno, pero su aplicación práctica está limitada a profundidades relativamente someras. Por otro lado, utilizando un material más blando de relleno aumenta la eficacia de la zanja.

Con el uso de material de relleno blando se busca lograr un efecto similar al de una zanja abierta, al ser el relleno más blando que el suelo circundante. La ventaja de una zanja rellena es que permite alcanzar una mayor profundidad sin necesidad de soportes laterales permanentes en la vertical. Pero se ha de tener cuidado en su aplicación en arcillas blandas, suelos por los cuales se propagan vibraciones con un rango de frecuencias relativamente bajo, correspondiente a longitudes de onda importante. La solución en este tipo de casos es incrementar la profundidad de la zanja (Mehdi Bahrekazemi, 2004).

M. Adam y O. von Estorff (2004) investigaron la eficacia del uso de zanjas abiertas y rellenas en la reducción de las vibraciones, en edificios, debidas al tráfico ferroviario. Para ello emplean un algoritmo FE-BE en el dominio temporal, que tiene en cuenta los efectos de la interacción del suelo con la estructura. Con su formulación logran determinar el efecto del uso de zanjas, como contenedoras de ondas, en la respuesta estructural. También investigan el efecto de las propiedades geométricas y materiales de la zanja y el material de relleno en la respuesta estructural. Los resultados obtenidos mostraron la efectividad de este método reduciendo las vibraciones observadas en los edificios hasta un 80 % (figura 6.6. Y 6.7.). Un aumento de la profundidad o el ancho de la zanja conlleva un aumento en el nivel de reducción obtenido, siendo el aumento de la profundidad mucho más efectivo.

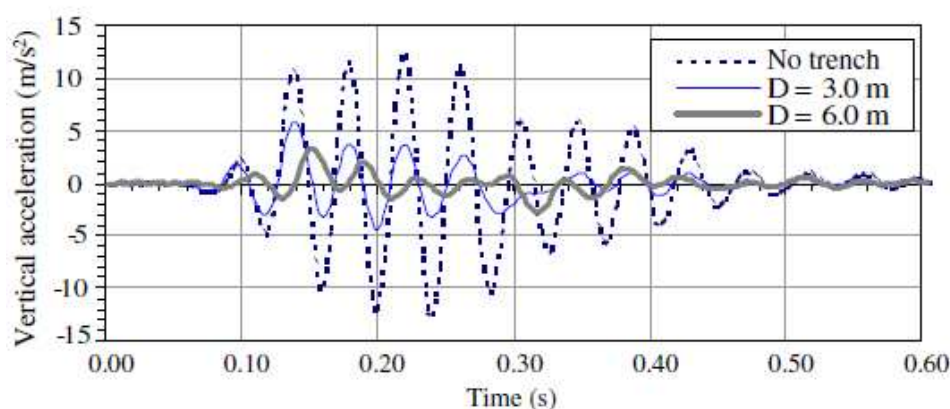


Figura 6.6. Reducción de la aceleración vertical en un punto del edificio, para tres casos diferentes: sin zanja, con zanja hasta los 3 y 6 metros de profundidad (M. Adam y O. von Estorff, 2004).

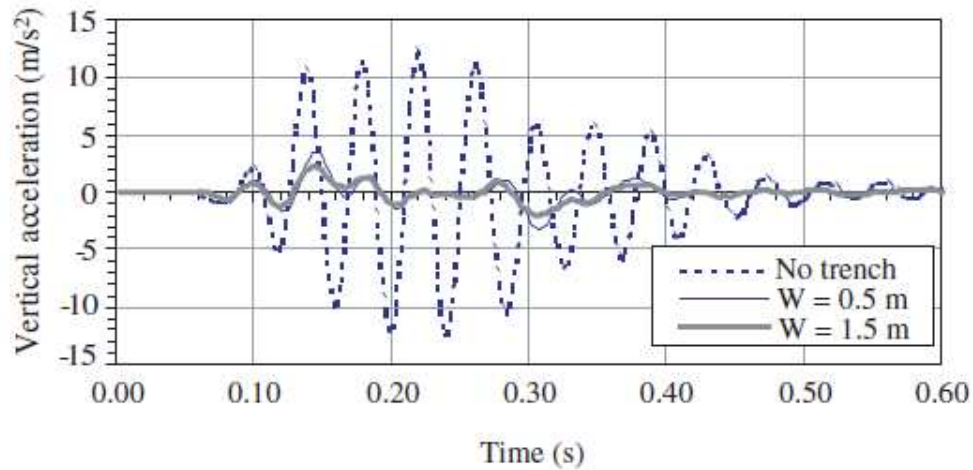


Figura 6.7. Reducción de la aceleración vertical en un punto del edificio, para tres casos diferentes: sin zanja, con zanja de 0,5 y 1,5 metros de anchura (M. Adam y O. von Estorff, 2004).

6.4. MÉTODOS DE REDUCCIÓN DE VIBRACIONES APLICADOS AL RECEPTOR

La reducción de las vibraciones en el receptor es complicado y a su vez costoso, por ello habitualmente se opta por reducir el impacto aplicando medidas próximas a la fuente. Normalmente se aplica un aislamiento o combinación de ellos en la cimentación del edificio con la intención de reducir al mínimo las vibraciones transmitidas a la estructura.

Capítulo 7. COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL TERRENO

7.1. INTRODUCCIÓN

En ingeniería civil, la mayoría de los proyectos que se realizan requieren la evaluación del comportamiento del terreno ya sea a nivel mecánico, hidráulico, térmico y/o químico. En éste trabajo evaluamos el comportamiento sísmico del terreno frente a una carga dinámica generada por la interacción ferrocarril-vía-suelo, analizando la atenuación del terreno y la propagación de la vibración de la fuente al receptor.

La evaluación de esta problemática requiere una correcta caracterización del terreno, llegando a ser crucial para una adecuada y precisa predicción de la propagación de las vibraciones en el subsuelo, sus efectos en edificios y en la comodidad de las personas que los habitan.

7.2. PARÁMETROS DINÁMICOS DEL TERRENO

Las propiedades dinámicas más importantes en un estudio de este tipo son los parámetros elásticos, los dinámicos y las razones de amortiguación de cada uno de los materiales que conforman el subsuelo:

- Módulo dinámico equivalente de Young (E_{eq})
- Coeficiente de Poisson (ν)
- Modulo dinámico al esfuerzo cortante (G)
- Módulo dinámico de deformación volumétrica (K)
- Razón de amortiguamiento (ξ)
- Velocidades de ondas P y ondas S .

7.2.1. Módulo dinámico al esfuerzo cortante

El parámetro más importante es el módulo de corte G . Su valor puede variar entre límites bastante amplios, siendo su influencia en los resultados muy grande. Una complicación es que el valor del módulo de corte de los suelos naturales depende en gran medida de la magnitud de las deformaciones angulares. Para deformaciones muy pequeñas el módulo de corte puede ser de un factor de 10 o incluso 100 veces más grande que para grandes deformaciones. Un ejemplo típico se muestra en la Figura. Por lo tanto es muy importante saber de antemano el orden de magnitud de las deformaciones angulares.

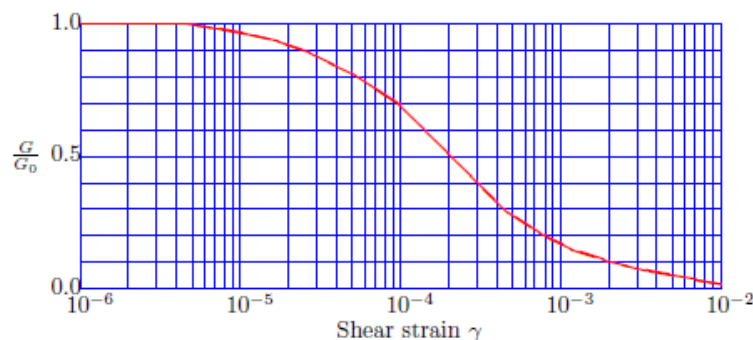


Figura 7.1. Módulo dinámico de corte

Es de suma importancia, antes de escoger un valor de G , tener en cuenta la dependencia del módulo de corte del nivel de deformación de corte. Un valor medido para pequeñas deformaciones puede no ser representativo para un caso en el que se puedan producir grandes deformaciones (Verruijt, 2009).

La aplicación de una carga armónica sobre una muestra de suelo conduce a un diagrama de tensión-deformación, como el que se muestra en la figura 7.1. El módulo de corte se define a partir de la relación entre la tensión y la deformación de corte en un punto determinado de la curva de la figura 7.2. Se han definido tres módulos de corte:

- el módulo de corte máximo G_{max} : el valor de G_{max} es el valor de la pendiente de la recta tangente en el punto de origen de la primera curva de carga.
- el módulo secante G_{sec} o módulo equivalente: el valor de G_{sec} es el valor de la pendiente de la línea que conecta el punto de origen y el punto de inversión entre la carga y descarga, su valor disminuye con el incremento de la carga y la deformación de corte.
- el módulo de corte tangente G_{tan}

El módulo G_{max} coincide con el módulo de corte para un rango de bajas deformaciones, haciendo referencia a valores por debajo del umbral de deformación elástico-lineal de aproximadamente $\gamma = 5 \cdot 10^{-3}\%$. Para este rango de valores en el cual G_{max} se mantiene constante siendo el comportamiento predominantemente lineal, elástico e independiente de la deformación. Las vibraciones causadas por el tráfico de trenes suelen tener valores de la deformación de corte por debajo de $5 \cdot 10^{-3}\%$. Esto permite realizar la modelación de la propagación de la onda con G_{max} como principal parámetro.

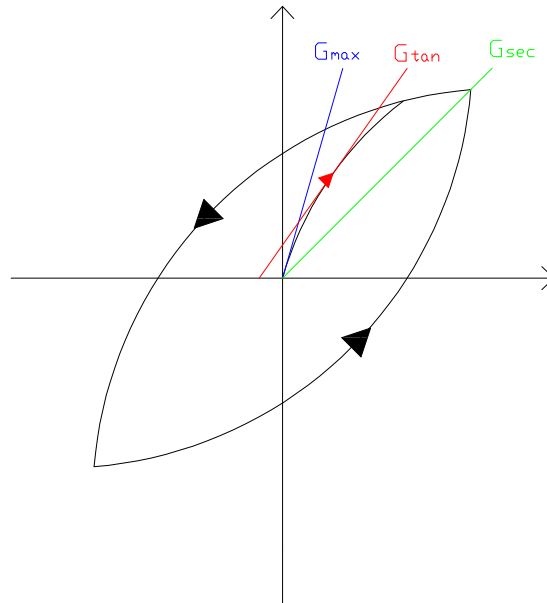


Figura 7.2. Curva de histéresis.

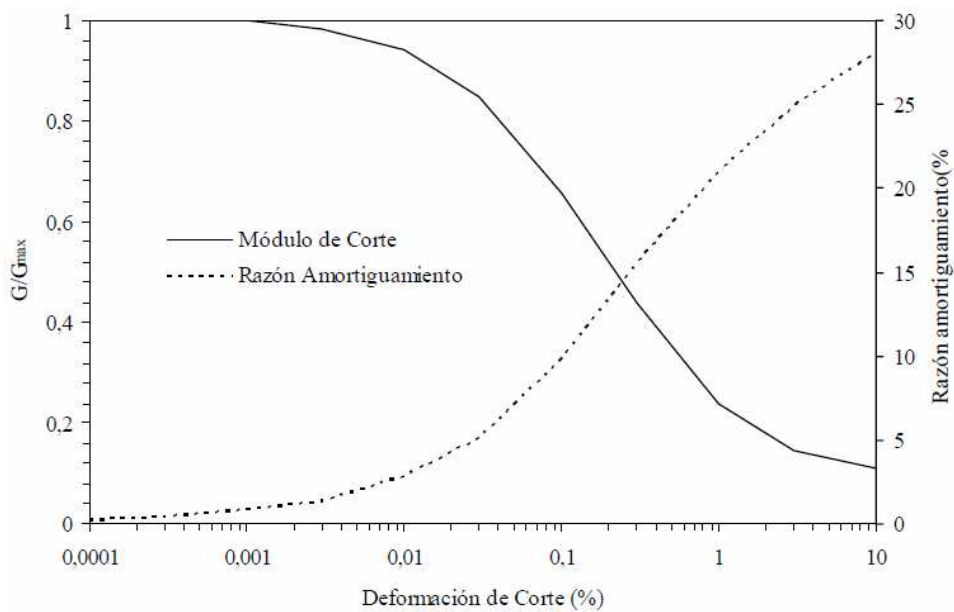


Figura 7.3. Módulo de corte y razón de amortiguamiento en función de la deformación de corte (Rodríguez, 2005). El módulo de corte disminuye con el aumento de la deformación y la razón amortiguamiento aumenta al aumentar la deformación.

Los parámetros que influyen en el valor del módulo G_{max} se encuentran resumidos en la Tabla 7.1. Cabe precisar que algunos de los parámetros mencionados en ella pueden ser irrelevantes para ciertos suelos.

Parámetros	Gmax
Tensión efectiva principal, σ_0'	Aumenta al aumentar σ_0'
Índice de poros, e_0	Disminuye al aumentar e_0
Edad geológica, t_g	Aumenta al aumentar t_g
Cimentación, c	Aumenta al aumentar c
Razón de sobreconsolidación, OCR	Aumenta al aumentar el OCR
Índice de plasticidad, I_p	Aumenta al aumentar el I_p si OCR>1; permanece aproximadamente constante si OCR=1
Velocidad de deformación	Sin efecto en suelos de baja plasticidad; aumenta al aumentar velocidad de deformación para suelos plásticos
Número de cargas cíclicas, N	Disminuye después de N ciclos de grandes deformaciones cíclicas, pero se recupera con el tiempo para arcillas; aumenta con N para arenas

Tabla 7.1. Influencia de diversos parámetros en el módulo de corte para suelos normalmente consolidados y moderadamente sobreconsolidados, (Dobry y Vucetic, 1987).

7.2.2. Razón de amortiguamiento

La propagación de una onda a través de un medio físico implica una pérdida de energía en el medio circundante, atenuándose la onda. La atenuación es causada por la acción conjunta de las amortiguaciones geométrica y material. La amortiguación geométrica es causada por la difusión de las ondas, depende del tipo de ondas que se propaga a través del medio y es independiente de la frecuencia. La amortiguación material es causada por la disipación energética en el subsuelo y en las estructuras por la acción de diversos mecanismos, entre ellos la fricción, la generación de calor y la plasticidad de los materiales. La atenuación que tiene lugar tanto en suelos como en estructuras es difícil de determinar, debido al poco conocimiento que aún se tiene sobre los mecanismos dominantes dificultando la obtención de un modelo preciso. Por ello, generalmente, se agrupan los efectos de diversos mecanismos disipativos y se representan en forma de un mecanismo de amortiguación, siendo el amortiguamiento viscoso el más común a la hora de representar la disipación de energía.

En mecánica de suelos, la capacidad de respuesta que tiene un suelo con respecto a la disipación de energía ligada a una oscilación armónica se denomina razón de amortiguamiento ξ . Los factores que influyen en la razón de amortiguamiento ξ se encuentran resumidos en la Tabla 7.2. Los coeficientes de amortiguación de suelos de alta plasticidad son más bajos que los de suelos de baja plasticidad a igual amplitud de deformación cíclica.

Parámetros	ξ
Tensión efectiva principal, σ_0'	Disminuye al aumentar σ_0' ; el efecto se ve reducido al aumentar I_p
Índice de poros, e_0	Disminuye al aumentar e_0
Edad geológica, t_g	Disminuye al aumentar t_g
Cimentación, c	Puede disminuir al aumentar c
Razón de sobreconsolidación, OCR	No se ve afectado
Índice de plasticidad, I_p	Disminuye al aumentar I_p
Deformación cíclica, γ	Aumenta al aumentar γ
Velocidad de deformación	Permanece constante o puede aumentar al aumentar la velocidad de deformación
Número de cargas cíclicas, N	Efecto poco significativo para valores moderados de γ y N

Tabla 7.2. Influencia de diversos parámetros en la razón de amortiguamiento para suelos normalmente consolidados y moderadamente sobreconsolidados, (Dobry y Vucetic, 1987).

7.3. OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DEL SUELO

La necesidad de medir el comportamiento de los suelos bajo carga dinámica propició el desarrollo de nuevos métodos y equipos de ensayo, capaces de determinar, de forma aproximada, la respuesta dinámica de los suelos. La aplicación de uno u otro método de obtención de las propiedades dinámicas del suelo depende del rango de deformaciones características a analizar.

Dentro de esta diversidad de métodos podemos hacer distinción entre aquellos de aplicación “in situ” y los que se han de realizar en el laboratorio. Los métodos “in situ” permiten ensayar un volumen superior de suelo, siendo mucho menor la alteración, que en las muestras de laboratorio, pero su uso está limitado a pequeñas deformaciones. Los ensayos en laboratorio se distinguen por ser económicos, permitir un control preciso de las condiciones de realización del ensayo, lo que resulta atractivo a la hora de reproducir las acciones a las que estará sometido el terreno (Suriol, 1993). El aspecto negativo de trabajar con volúmenes pequeños de suelo, es la alteración generada por los procesos de transporte, almacenamiento y ensayo.

Las técnicas de ensayo reproducen sólo de forma aproximada las condiciones reales de trabajo que se pueden presentar en el sitio, sin embargo, a partir de los resultados de laboratorio y combinados con la experiencia se pueden proporcionar valores muy útiles para análisis y diseño.

En función de la problemática a analizar y el orden de magnitud de las deformaciones a evaluar deberemos escoger aquellos métodos o ensayos que nos permitan una adecuada comprensión del comportamiento del terreno (figura 7.4.).

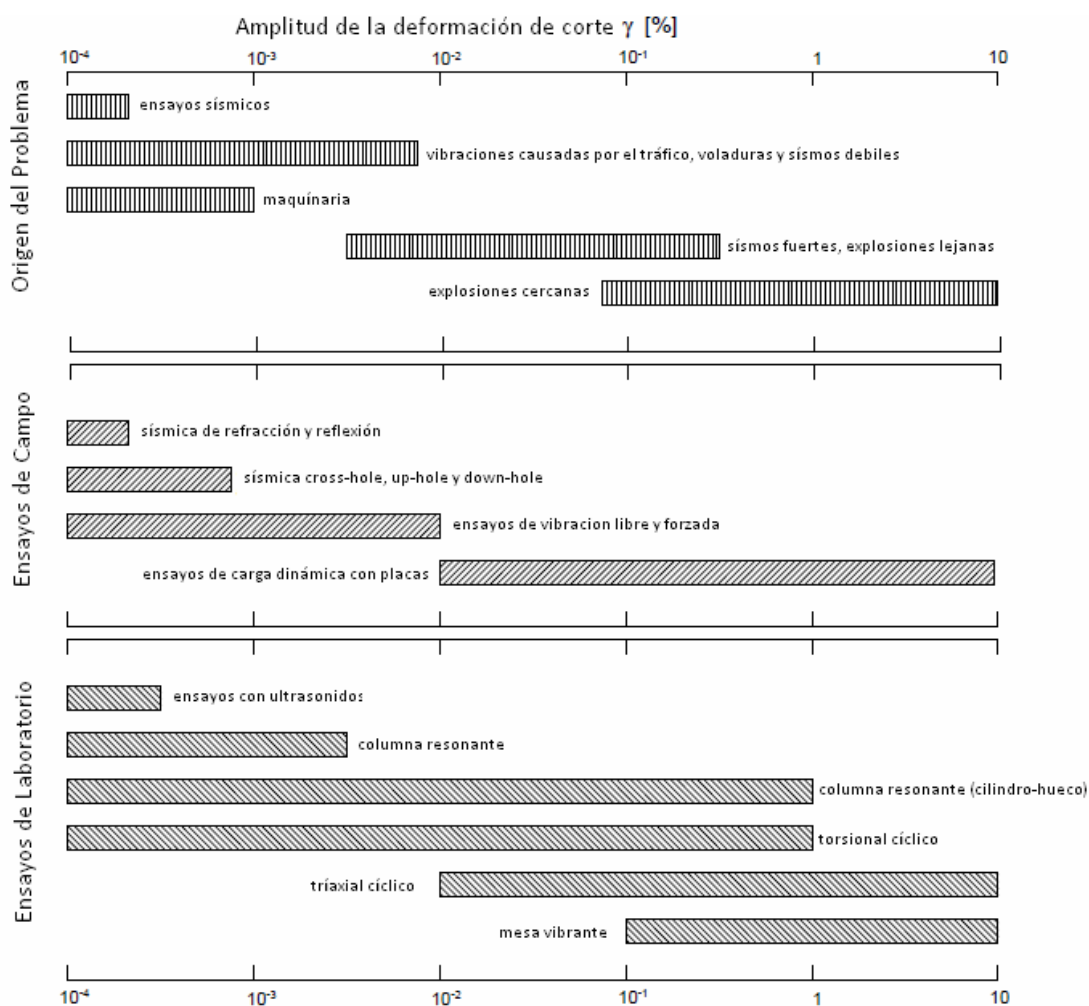


Figura 7.4. Posibles causas de deformación de corte y los ensayos aplicables a cada una de las amplitudes de deformación posibles (Studer y Soller, 1997).

7.3.1. Ensayos de campo

Los ensayos dinámicos de campo engloban tanto los ensayos sísmicos de refracción, reflexión, cross-hole, down-hole y up-hole, que se centran en general en la determinación de la velocidad de ondas V_p y V_s y trabajan en el rango de pequeñas a muy pequeñas deformaciones, como los diferentes tipos de ensayo de cargas dinámicas con placas que permiten obtener información sobre la rigidez de los primeros decímetros más superficiales para bajo y alto rango de deformaciones.

Puesto que la velocidad de las ondas P se ve muy afectada por la presencia del nivel freático, se suele preferir la comodidad de determinar la velocidad de las ondas S con la cual se puede calcular directamente el módulo de corte.

También se pueden aplicar algunos de los ensayos estáticos convencionales como el penetrómetro estándar, SPT, o el piezocono, CPT, que a pesar de trabajar en el rango de grandes deformaciones nos proporcionan una forma indirecta de obtener el módulo dinámico por medio de correlaciones.

7.3.2. Ensayos de laboratorio

Un número limitado de ensayos de laboratorio se realiza en el rango de las deformaciones elásticas. Estos incluyen: el ensayo triaxial cíclico, de corte simple cíclico, de torsión cíclica y de columna resonante. El ensayo del péndulo de torsión libre, es un ensayo similar al de la columna resonante y también es capaz de caracterizar el comportamiento dinámico del suelo.

Los ensayos de corte simple cíclico, de torsión cíclica y triaxial cíclico permiten trabajar con un rango de deformaciones alto, al haber sido desarrollados principalmente para estudiar la licuefacción bajo cargas sísmicas. El análisis de los resultados de los tres métodos cíclicos anteriores se basa en la interpretación de las curvas histéresis tenso-deformacionales medidas en el ensayo. Tanto el de corte simple como el torsional proporcionan valores del módulo de corte G y de la razón de amortiguamiento ξ ; en cambio el ensayo triaxial cíclico proporciona los valores del módulo de elasticidad dinámico y de forma indirecta el módulo de corte G .

El hecho de que sólo algunos ensayos de laboratorio, como la columna resonante y los de corte cíclico, permitan determinar de forma directa el coeficiente de amortiguamiento y que el valor real del módulo de corte solo se pueda determinar de forma directa en los ensayos de laboratorio ha sido una de las principales razones por la que, en el presente trabajo, se ha decidido obtener los diferentes parámetros dinámicos por medio del ensayo de columna resonante.

A continuación describiremos los diferentes ensayos realizados, haciendo principal hincapié en el ensayo triaxial de columna resonante, para la caracterización de los diferentes materiales y los resultados obtenidos con ellos. Los ensayos de identificación, edométricos, triaxiales y de columna resonante y sus resultados forman parte de un estudio realizado por el Laboratorio de Geotecnia del Departamento de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (Universitat Politècnica de Catalunya). Hemos considerado que tanto los ensayos realizados como los materiales ensayados son adecuados para la presente investigación y configuración del subsuelo de nuestro modelo.

7.3.2.1. Ensayo de identificación del material

Se han seguido los criterios de la norma UNE 103101 para obtener la granulometría por tamizado y sedimentación de las diferentes muestras. La obtención de los límites de consistencia de la fracción fina se ha realizado a partir de las normas UNE 103103 y UNE 103104.

7.3.2.2. Ensayo edométrico

El ensayo de consolidación edométrica, aplicando la norma UNE 103405, emula el proceso de consolidación primaria en el laboratorio. Las diferentes muestras de suelo, representativas e inalteradas, han sido ensayadas con el propósito de determinar los valores de los parámetros que condicionan el asentamiento, analizando la

compresibilidad confinada de las muestras al ser sometidas a una serie de incrementos de carga vertical. Esto a su vez permite el análisis indirecto de la estructura interna del suelo. Las probetas fueron talladas de los testigos y saturadas antes del comienzo de los ensayos en los se utilizaron células edométricas del tipo Maier. El anillo portamuestras tenía unas dimensiones de 70mm de diámetro y 20mm de altura.

En los ensayos se siguió un procedimiento de carga por etapas hasta llegar a los 800 kPa de tensión vertical; la descarga se realizó en dos escalones (200 y 50 kPa). El intervalo de tiempo fue de 24 horas entre la aplicación de cada escalón y el siguiente.

7.3.2.3. Ensayo triaxial

El objetivo general del ensayo triaxial, aplicando la norma UNE 103402, CI \bar{U} / CA \bar{U} , con una etapa inicial de consolidación (C) isotrópica (I) / anisótropa (A) y otra en condiciones no drenadas con medida de presión de poros (\bar{U}), es la determinación de las propiedades de deformación y resistencia de las muestras en función de diferentes tensiones efectivas aplicadas. Se ha determinado la resistencia drenada (parámetros resistentes: cohesión y ángulo de fricción, c' y ϕ') bajo condiciones de compresión axial, midiendo la evolución de la presión intersticial a partir de las condiciones impuestas en la etapa de consolidación. Las probetas, talladas y posteriormente saturadas, se consolidaron durante un mínimo de 24 h hasta alcanzar la tensión media efectiva especificada.

Partiendo de un estado de tensión efectiva isotrópica de 30 kPa alcanzado después de la rampa de saturación, la presión de agua/cola se mantuvo en $u = 500$ kPa durante la consolidación.

En la etapa no drenada en compresión axial con medida de presión intersticial se impuso una trayectoria a deformación controlada donde $p' = p - u$ era la tensión media efectiva, p la tensión media total ($p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$), u la presión de poros y q la tensión desviadora ($q = \sigma_1 - \sigma_3$). El subíndice "1" se refiere a la componente de tensión axial y el subíndice "3" a la radial. Los ensayos se han realizado en un equipo triaxial automatizado fabricado por GDS Instruments Ltd.

7.3.2.4. Ensayo triaxial de columna resonante

El ensayo triaxial de columna resonante se basa en la relación biunívoca entre la frecuencia de resonancia (f_0) y el módulo de rigidez al cortante (G). En el ensayo se somete una probeta a un estado de vibración forzada, que puede ser longitudinal o torsional en función del equipo utilizado, propagando ondas longitudinales o transversales respectivamente. Esto se logra al aplicar un par torsor e ir modificando la frecuencia de excitación, hasta provocar la resonancia en la probeta.

Los orígenes del ensayo triaxial con columna resonante se remontan a 1937, cuando Ishimoto e Iida desarrollaron el primer aparato. En aquel entonces ya se procedía a modificar la frecuencia de la carga cíclica hasta generar la resonancia y con la frecuencia de resonancia obtenida determinar las propiedades elásticas del suelo. Al

principio el no poder aplicar presión de confinamiento (σ_c) o tensiones efectivas (σ') sobre la muestra hizo que las velocidades de propagación de ondas de corte (V_s) obtenidas fuesen bajas, de 50-200 m/s. Desde aquel entonces el ensayo triaxial con columna resonante ha evolucionado mucho, gracias a la aportación de Bishop (1959), Hardin y Music (1965), Drnevich, Hall and Richard (1967), Richart et al (1970), Drnevich (1978), Anderson y Stokoe (1978), y otros que fundamentaron la teoría en que se basa la interpretación de los resultados del equipo de la columna resonante.

7.3.2.4.1. Automatización del ensayo

Los ensayos dinámicos comportan eventos de muy corta duración, de aquí la necesidad de automatizar el ensayo, con tal de permitir el registro de un número importante de datos por segundo, reduciendo así el tiempo de ejecución y cálculo de parámetros e incrementando la precisión de las mediciones.

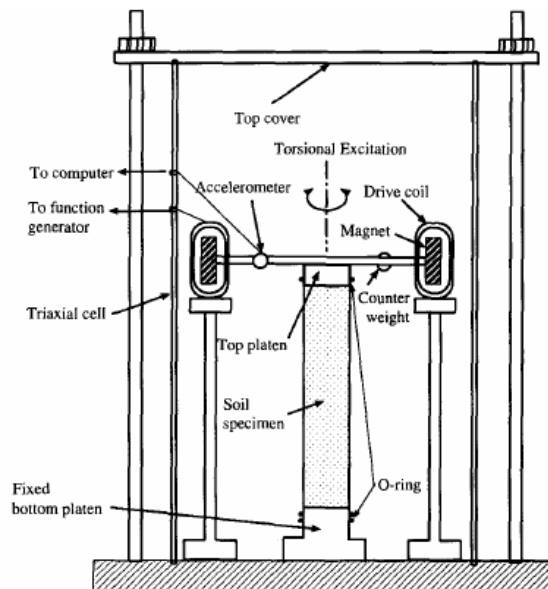


Figura 7.5. Esquema de la disposición de la instrumentación para el ensayo (M. O. Al-Hunaidi et al., 1996)

El equipo utilizado fue construido por el ISMES (Bérgamo), según el modelo de Anderson y Stokoe (1978), y está compuesto por un osciloscopio con memoria, un frecuencímetro digital, un voltímetro digital, un conjunto de acondicionadores de señal y la cámara en la cual se confina la probeta de suelo. En las figuras 7.5. y 7.6. se presenta esquemáticamente el equipo. La cámara cuenta con tres sensores: uno de desplazamiento (LVDT), el cual mide el desplazamiento axial de la probeta durante el ensayo; uno de presión, para registrar los valores de la presión de confinamiento previos al ensayo y los de la presión de poros generados durante la realización del ensayo; y un acelerómetro, que mide la aceleración del sistema móvil con un grado de sensibilidad muy alto, al ser los valores de aceleración medidos muy pequeños.

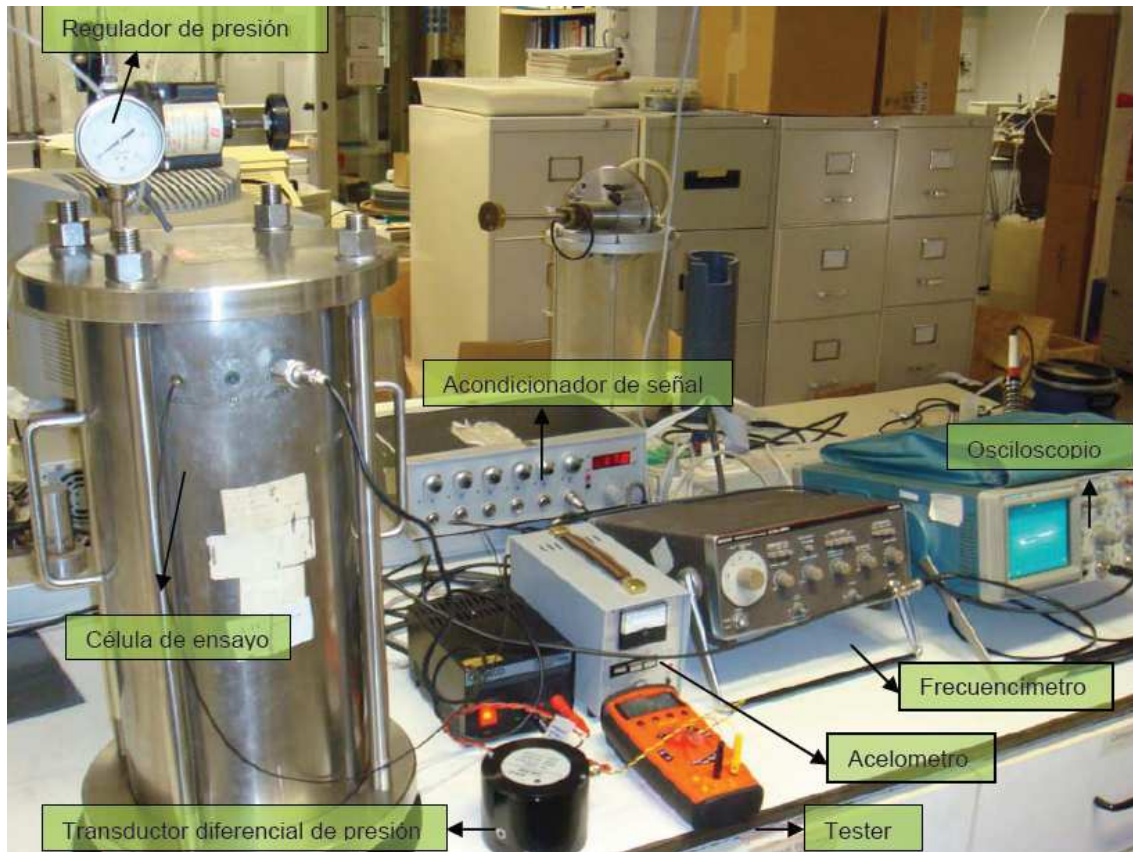


Figura 7.6. Fotografía del equipo triaxial de columna resonante (Jhonny Villavicencio García, 2008).

El sistema móvil, figura 7.5., funciona gracias a un sistema de bobinas alimentadas por corriente alterna y frecuencia variable que transfieren la energía electromagnética a unos imanes permanentes, solidarios al cabezal, que aplica a su vez una distorsión angular sobre la cara superior de la probeta, induciendo al sistema un movimiento periódico senoidal siguiendo la frecuencia de la corriente de alimentación, dada por el frecuencímetro digital. La impedancia del sistema es prácticamente constante para frecuencias usuales (10-100 Hz); con ellos se asegura la linealidad entre la corriente aportada y el par torsor generado (Sourier, 1993).

7.3.2.4.2. Descripción del procedimiento de ensayo

Primero sometemos la probeta a un proceso de consolidación inicial de la muestra, aplicando una presión de confinamiento (σ_c) mediante inyección de aire comprimido.

Durante el ensayo se aplica una sollicitación cíclica de corte, en forma de par torsor (F), por rozamiento, en la cara superior de la probeta. Mientras, su cara inferior está fija en una base rígida. Se registra la aceleración de respuesta del suelo con el acelerómetro montado en el sistema móvil. Con F se excita la probeta a una frecuencia (definida como frecuencia inicial (f_i)) y se registra la aceleración de respuesta. Posteriormente se incrementa la frecuencia en valores Δf constantes, y en cada uno de ellos se registra la aceleración hasta llegar a una frecuencia final (f_f).

A estas lecturas de aceleración desde una f_i con incrementos Δf se le llama barrido de frecuencias. Es conveniente empezar con un barrido de rango de frecuencias bajo. Al

terminar cada barrido de frecuencias se incrementa la fuerza de torsión en valores ΔF , de manera que al final del ensayo se tendrá una serie de barridos de frecuencia, donde la fuerza de torsión va incrementándose entre cada uno de ellos. Este proceso se realiza hasta lograr que la respuesta, en términos de distorsión angular del suelo, esté en fase con la excitación, en términos de momento torsor, cuando el sistema entra en resonancia (f_0).

De la señal experimental (aceleración versus tiempo) se obtiene el espectro de potencia del cual se determina la frecuencia y la amplitud pico a pico de la aceleración de respuesta. Para diferentes incrementos de frecuencia de excitación se obtienen los valores de aceleración correspondientes y frecuencia experimentales, con los cuales se forma la curva de aceleraciones versus frecuencia, conocida como curva de respuesta o de aceleraciones totales bajo sollicitación cíclica y cada una de ellas corresponde a una fuerza de torsión (F).

Está claro que al incrementarse la fuerza F , se incrementa la aceleración máxima (a_{max}) y se reduce la frecuencia en la que ésta aceleración se presenta, llamada frecuencia de resonancia (f_0).

La condición de resonancia se obtiene cuando en la pantalla del osciloscopio se comprueba que la señal medida por ambos canales dibuja en un gráfico X-Y una elipse. Dicha condición permite obtener el módulo de rigidez al corte G a diferentes deformaciones angulares γ y tensiones de confinamiento p .

7.3.2.4.3. Cálculos y obtención de las propiedades dinámicas

El módulo de rigidez al cortante (G) relaciona la tensión de corte con la deformación y se puede calcular G_{max} con la expresión (7.1.):

$$G_{max} = \rho \cdot V_s^2 \quad (7.1.)$$

El módulo de rigidez al cortante (G) se calcula, en un ensayo triaxial de columna resonante, a partir de la frecuencia de resonancia (f_0) utilizando las expresiones obtenidas por Hardin (1965) de la teoría de vibraciones lineales de un cuerpo cilíndrico.

$$\left(2\pi f_0 L \sqrt{\frac{\rho}{G}} \right) \tan \left(2\pi f_0 L \sqrt{\frac{\rho}{G}} \right) = I/I_0 \xrightarrow{G_{max} = \rho \cdot V_s^2} \left(\frac{\omega_0 L}{V_s} \right) \tan \left(\frac{\omega_0 L}{V_s} \right) = I/I_0 \quad (7.2.)$$

donde:

- G : módulo de rigidez al cortante;
- V_s : Velocidad de ondas S;
- f_0 : frecuencia de resonancia;
- ω_0 : frecuencia angular de resonancia;
- ρ : densidad del suelo;
- I : momento polar de inercia de la muestra;

- I_0 : momento polar de inercia de la cabeza móvil del sistema;
 L : altura de la probeta.

La ecuación implícita (7.2.) se resuelve por métodos numéricos para obtener la velocidad de ondas de corte y el valor del módulo de rigidez al corte G .

El procedimiento de obtención de la amplitud de la deformación de corte (γ) está muy bien explicada por Sourier (1993). La deformación angular de la probeta no es constante en todos los puntos de la probeta. Por consiguiente deberá utilizarse el concepto de deformación angular media. En la figura 7.7. puede seguirse el proceso para su obtención.

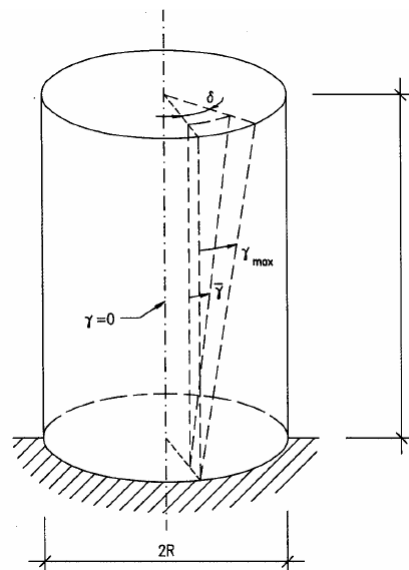


Figura 7.7. Descripción geométrica de la deformación angular de la probeta, Suriol (1993).

La doble integración de la aceleración de respuesta medida, por el acelerómetro instalado en el equipo triaxial de columna resonante, nos permite conocer el desplazamiento angular que ha tenido lugar en la probeta. El valor del desplazamiento máximo es el producto del radio (R) por el ángulo (δ), por tanto la deformación es:

$$\gamma_{\max} = \frac{R\delta}{L} \quad (7.3.)$$

Por geometría la deformación media es:

$$\bar{\gamma} = \frac{2}{3} \gamma_{\max} \quad (7.4.)$$

A partir de las ecuaciones (7.3) y (7.4) obtenemos:

$$\bar{\gamma} = \frac{2}{3} \frac{R\delta}{L} \quad (7.5.)$$

o su equivalente:

$$\bar{\gamma} = \kappa \frac{V_e}{f_0^2} \frac{2R}{3L} \quad (7.6)$$

donde:

- R : radio de la probeta;
- δ : ángulo de desplazamiento;
- V_e : valor eficaz de la tensión eléctrica de la salida del acelerómetro;
- κ : constante que incluye la distancia del acelerómetro al eje, así como los valores de conversión aceleración – tensión que se pueden obtener mediante calibración con un material conocido (probeta de aluminio).

La razón de amortiguamiento ξ se calcula a partir del registro de las deformaciones tangenciales (la vibración libre), obtenido al suspender el suministro de corriente eléctrica de excitación, suponiendo un comportamiento visco – elástico para el suelo, se produce una oscilación amortiguada en el tiempo (figura) el valor en porcentaje de la cual se puede determinar aplicando la expresión (7.7.) de decremento logarítmico.

$$\mu = \frac{1}{n} \ln \frac{A_1}{A_{n+1}} \quad (7.7.)$$

Según Das (1983) la atenuación viene relacionada con la razón de amortiguamiento ξ por la expresión (7.8.):

$$\mu = 2\pi\xi \quad (7.8)$$

Quedando la expresión (7.9.) así:

$$\xi = \frac{1}{2\pi n} \ln \frac{A_1}{A_{n+1}} \quad (7.9.)$$

donde:

- μ : atenuación;
- A_1 : amplitud del primer ciclo;
- A_{n+1} : amplitud del ciclo $n+1$;
- n : número de ciclo considerado;

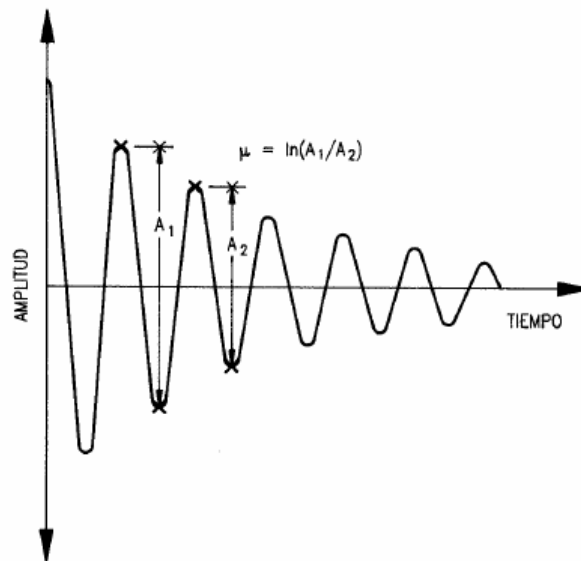


Figura 7.8. Decrecimiento logarítmico de la amplitud de la oscilación con el tiempo, la constante de atenuación caracteriza la forma de la envolvente a la oscilación amortiguada.

7.3.2.4.4. Ventajas y limitaciones

Es un método, tal y como ha quedado demostrado, útil a la hora de simular las condiciones de esfuerzos y distorsiones producidas por el paso de ondas sísmicas en un suelo, correspondiendo con las deformaciones, en servicio, habituales en las obras geotécnicas.

Los principales factores que afectan a los resultados de la prueba son:

- la amplitud de deformación angular (γ)
- la presión de confinamiento (σ_c)
- la relación de vacíos (e).

Otros factores tales como la temperatura y el tiempo afectan a los resultados de la prueba pero de una manera menos importante.

Se trata de un método no destructivo, siempre y cuando las amplitudes de deformación angular sean inferiores a 10^{-4} rad. Esto permite que una misma probeta se pueda reconsolidar a un esfuerzo efectivo mayor y obtener curvas módulo – deformación para diferentes presiones de confinamiento. Gracias a ello obtenemos valores, muy próximos a los reales, del módulo G y de la razón de amortiguamiento de los suelos.

Como todo método presenta una serie de limitaciones, algunas de las cuales se enuncian a continuación:

- La imposibilidad de ejecutar el drenaje por la cara superior de la probeta, es un inconveniente durante los procesos de saturación y consolidación previos al ensayo.
- La dificultad a la hora de transmitir tensiones cíclicas de corte elevada, al realizarse la transmisión por rozamiento con la cara superior de la probeta.
- Se ha de tener especial precaución con la propia rigidez del equipo (Sourier, 1993) si deseamos ensayar suelos con módulos G elevados (por encima de los 300 MPa), ya que pueden aparecer frecuencias de resonancia espúreas, es decir, debidas a la resonancia de las partes mecánicas del propio equipo.
- La necesidad de la alineación de la probeta con el cabezal, limita el ensayo a suelos que presenten cierta consistencia.

7.4. RESULTADOS

7.4.1. Identificación y condiciones iniciales

En la tabla 7.3. se indican los resultados de la fracción que pasa por el nº 200 ASTM, así como las propiedades de la fracción fina de las diferentes muestras. De otro lado se indican los valores del límite líquido (w_L), del límite plástico (w_P) y del índice de plasticidad (IP).

Muestra	Clasificación	% pasa			W_L (%)	W_P (%)	IP (%)
		# 40	# 200	< 2 μ m			
A2 - 4	CL	99,72	93,75	26,09	33,1	19	14,1
A1 - 5	CL	99,74	68,79	20,37	33,5	20,45	13,1
A2 - 6	CL	99,1	98,27	27,79	34,5	21,7	12,8

Tabla 7.3. Resultados de identificación y condiciones iniciales de las tres muestras ensayadas en el laboratorio.

Las condiciones iniciales y finales de las muestras obtenidas para cada uno de los ensayos están en la tabla 7.4.

Muestra	Ensayo	Probeta	w_o (%)	γ_{no} (gr/cm ³)	γ_{do} (gr/cm ³)	e_o	S_{ro} (%)	w_f (%)
A2 - 4	Triaxial CIU	1	23,9	2,09	1,69	0,602	100	23,4
	Triaxial CIU	2	23,3	2,05	1,66	0,626	100	21,7
	Triaxial CIU	3	23,4	2,08	1,69	0,598	100	21
	Columna resonante	-	19,02	2,01	1,69	0,598	86	19,02
	Edometro	-	23,7	2	1,639	0,639	92,09	18,85
A1 - 5	Triaxial CIU	1	30,6	2,12	1,62	0,662	100	22,3
	Triaxial CIU	2	29,6	2,05	1,58	0,706	100	22
	Triaxial CIU	3	28,6	2,11	1,64	0,644	100	22
	Triaxial CAU	4	26,8	2	1,58	0,71	100	25,5
	Columna resonante	-	26,92	1,71	1,35	1	73	18,52
	Edometro	-	28,26	1,94	1,5	0,76	99,81	22,84
A2 - 6	Columna resonante	-	42,39*	1,86	1,32	1,04	100	19,5
	Edometro	-	32,97	1,92	1,33	0,89	100	24,88

Tabla 7.4. Propiedades gravimétricas y volumétricas antes y después del ensayo de las muestras. La muestra A2-6 (30,5 - 32m) presentó una humedad inicial elevada y, con ello, una densidad seca baja. Al someterla a la consolidación previa, el cambio de volumen fue elevado y, en consecuencia, hubo un descenso notable de la humedad tal como puede observarse.

Hemos de calcular γ_{sat} , parámetro que hemos de incluir en nuestro modelo de Plaxis, con la expresión (7.9.):

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + n\gamma_w \quad (7.9.)$$

$$\text{siendo } n = 1 - \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_s} \right) \quad (7.10.)$$

donde

- γ_{sat} : peso específico saturado de la muestra;
- γ_d : peso específico seco de la muestra;
- γ_w : peso específico del agua (1,0 g/cm³);
- γ_s : peso específico de las partículas (2,65 g/cm³).

EL análisis de los resultados de la tabla 7.3. y 7.4. nos permite hacer una primera descripción, de carácter cualitativo, de las muestras de suelo ensayadas:

A2 - 4: Arcilla de dureza media y baja plasticidad, con $\gamma_d=1,67$ g/cm³, $\gamma_{unsat}=2,00$ g/cm³ y $\gamma_{sat}=2,04$ g/cm³.

A1 - 5: Arenisca de grano fino, con un alto porcentaje de partículas de tamaño limo y arcilla, de baja plasticidad, con $\gamma_d=1,55$ g/cm³, $\gamma_{unsat}=1,90$ g/cm³ y $\gamma_{sat}=1,96$ g/cm³.

A2 – 6: Arcilla de dureza alta y baja plasticidad, con $\gamma_d=1,325 \text{ g/cm}^3$, $\gamma_{unsat}=1,79 \text{ g/cm}^3$ y $\gamma_{sat}=1,825 \text{ g/cm}^3$.

7.4.2. Ensayos edométricos

Se realizaron ensayos edométricos sobre las muestras A2-4, A1-5 y A2-6. Las figuras 7.9., 7.10. y 7.11. muestran los escalones de carga aplicados en cada ensayo así como la relación del desplazamiento vertical con del tiempo.

Las figuras 7.12., 7.13. y 7.14. representan la relación entre la tensión vertical aplicada y el índice de poros. En cada una de las figuras se indica el valor estimado para el índice de compresión C_c , y el índice de entumecimiento C_s , así como la presión de preconsolidación σ'_c .

La tabla resume los parámetros obtenidos en los ensayos para las diferentes muestras.

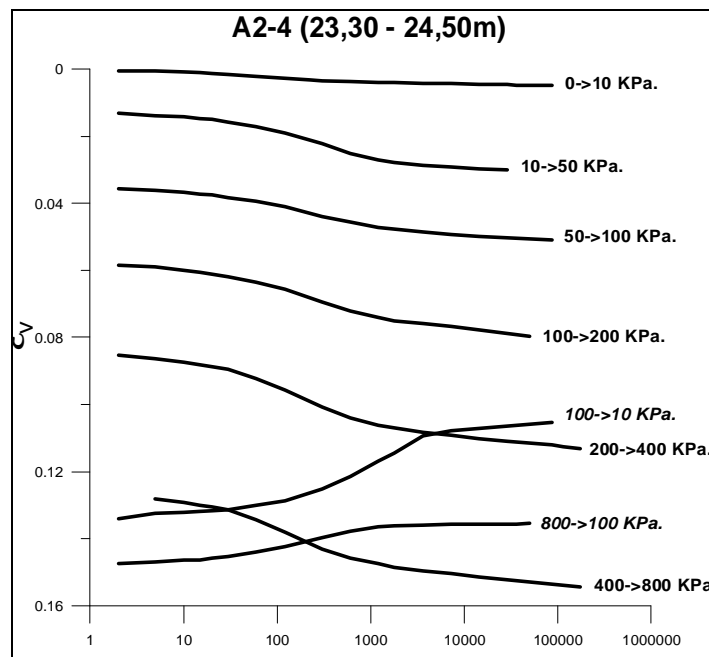


Figura 7.9. Relación del desplazamiento vertical para los diferentes escalones de carga en relación al tiempo. Muestra A2-4.

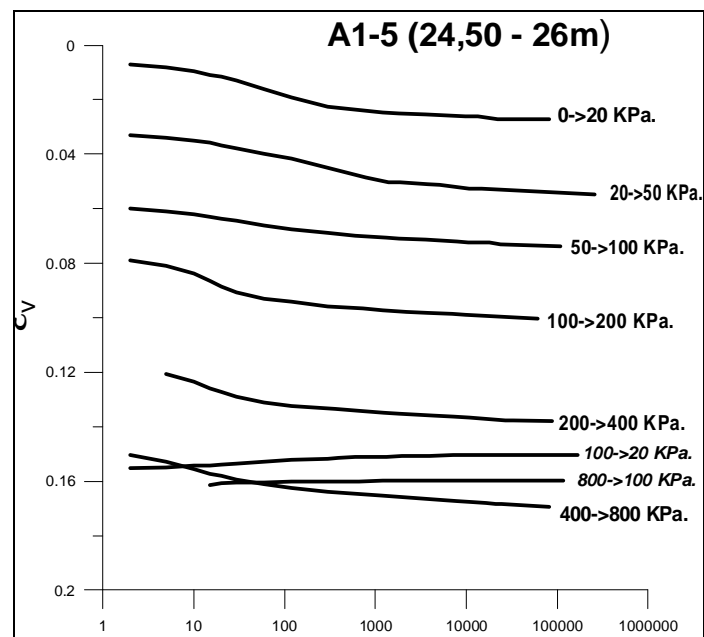


Figura 7.10. Relación del desplazamiento vertical para los diferentes escalones de carga en relación al tiempo. Muestra A1-5.

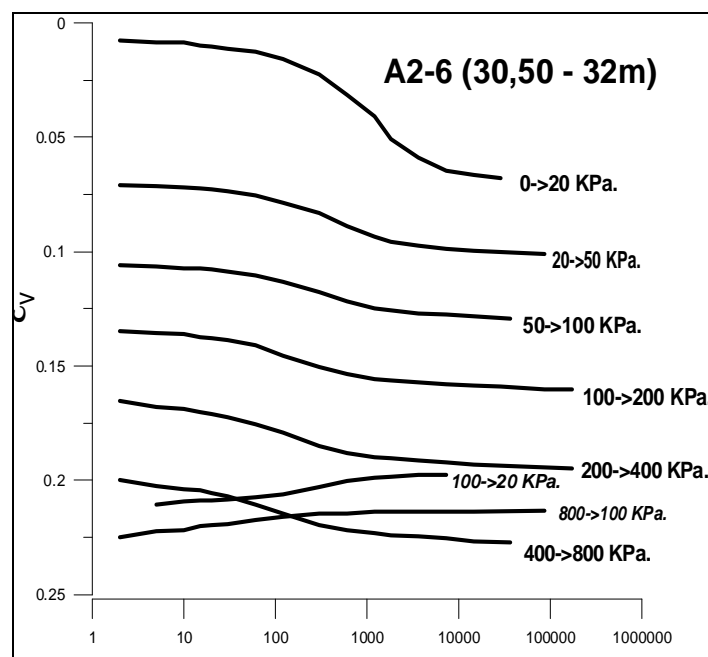


Figura 7.11. Relación del desplazamiento vertical para los diferentes escalones de carga en relación al tiempo. Muestra A2-6).

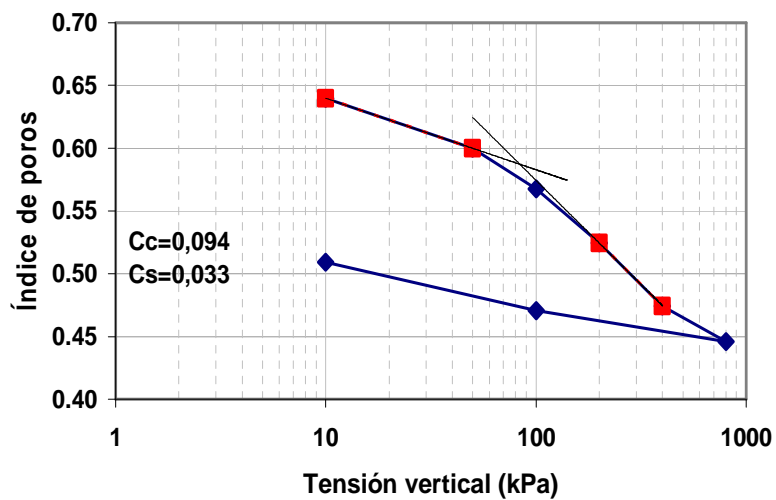


Figura 7.12. Relación entre índice de poros y tensión vertical aplicada a la muestra. Índices de compresión y de hinchamiento. A2-4.

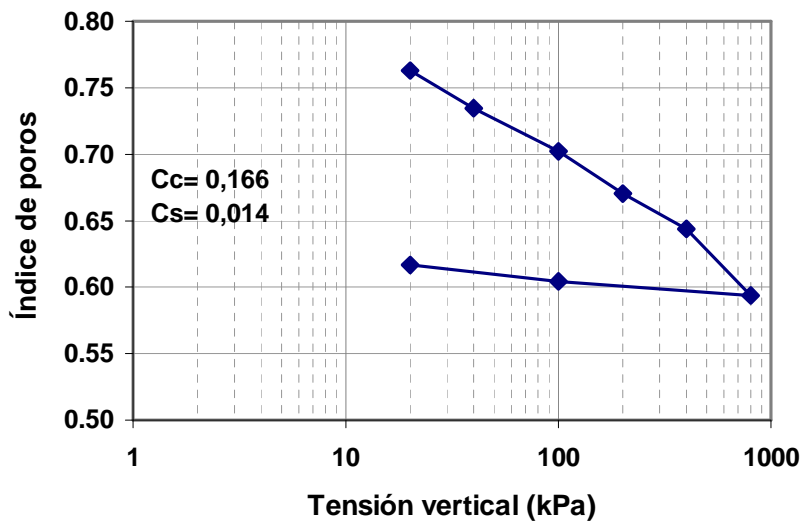


Figura 7.13. Relación entre índice de poros y tensión vertical aplicada a la muestra. Índices de compresión y de hinchamiento. A1-5.

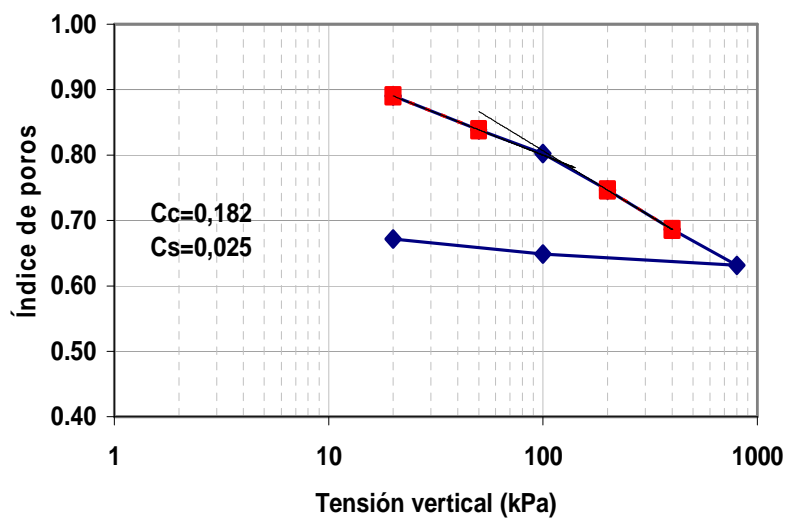


Figura 7.14. Relación entre índice de poros y tensión vertical aplicada a la muestra. Índices de compresión y de hinchamiento. A2-6.

σ_v (kPa)	Em (kPa)	k(m/s)	$C_v(m^2/s) \times E-06$	
10	2880	1,7E-09	0,50	A2-4
50	2690	4,32E-10	0,11	
100	4290	3,92E-10	0,17	
200	6400	2,6E-010	0,17	
400	9260	1,94E-10	0,18	
800	19180	1,15E-10	0,22	
100	60820	2,29E-11	0,14	A1-5
10	3470	8,63E-11	0,03	
20	1100	4,07E-09	0,46	
50	1780	1,34E-09	0,24	
100	5110	1,80E-09	0,94	
200	4950	4,10E-09	2,09	
400	11500	1,94E-09	2,28	
800	27660	1,06E-09	3	
100	-	-	-	A2-6
20	20040	3,58E-10	0,73	
20	330	7,90E-10	0,02	
50	1090	6,00E-10	0,06	
100	2380	4,11E-10	0,1	
200	4490	4,10E-10	0,18	
400	8250	2,97E-10	0,25	
800	17860	1,99E-10	0,36	
100	64310	1,16E-10	0,76	
20	6470	1,88E-10	0,12	

Tabla 7.5. Resumen de los parámetros obtenidos en cada escalón de carga para las muestras ensayadas A2-4, A2-6 y A1-5.

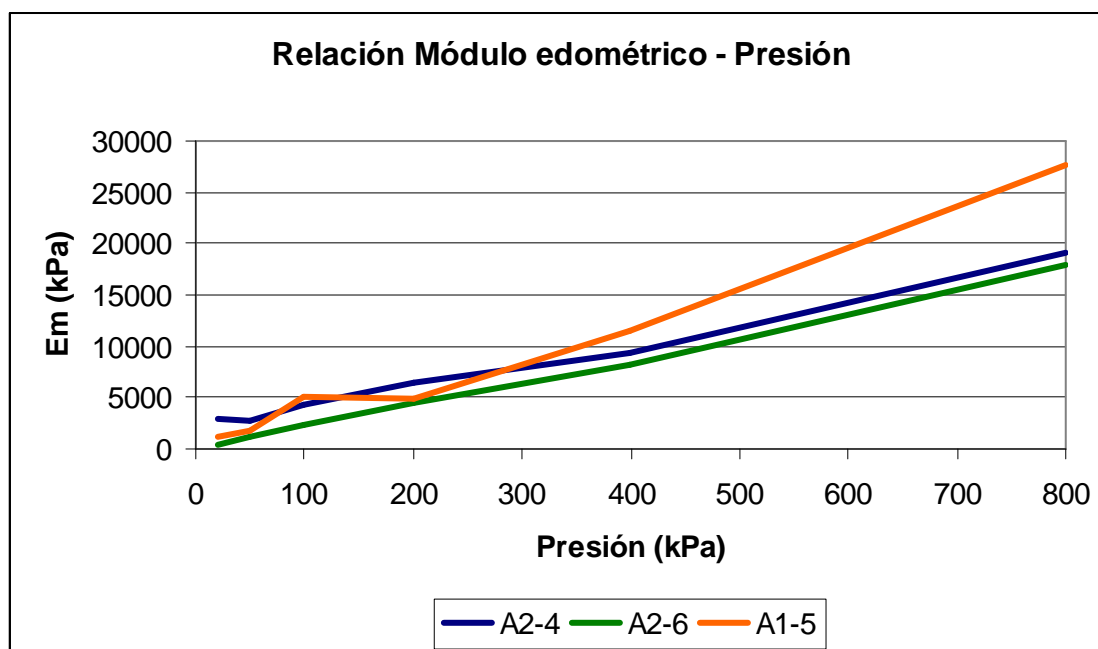


Figura 7.15. Gráfica $E_m - \sigma_v$, donde se aprecia el aumento de rigidez con la presión aplicada de cada una de las muestras, siendo mayor la que tiene lugar en A1 - 5.

El análisis de los resultados de las figuras nos permite sacar conclusiones sobre ciertas propiedades de las muestras de suelo ensayadas:

A2 – 4: Es una arcilla NC, con un comportamiento expansivo como podemos deducir de la descarga, figura 7.9., y de la relación $C_s \approx 0,35C_c$ (valores de $C_s > 1/4C_c$ son típicos en arcillas expansivas (Jiménez Salas, 1981).

A1 – 5: El comportamiento es el de un suelo granular, en la figura 7.10. vemos que en carga parte del asiento tiene lugar casi instantáneamente seguido de una consolidación semejante a la consolidación secundaria que tiene lugar en las arcillas. En descarga el hinchamiento es lineal. La permeabilidad, tabla 7.5., es baja debido a su alto contenido en limos, pero mayor que la presentada por las otras dos muestras.

A2 – 6: Es una arcilla SC, tal y como podemos deducir de su alta velocidad de consolidación ante la primera carga, figura 7.11., y su alta impermeabilidad, tabla 7.5.

7.4.3. Ensayos triaxiales

La tabla 7.6. muestra las características de las probetas ensayadas junto con una descripción de las etapas de rotura no drenada de dichos ensayos.

Muestra (probeta)	Dimensiones de probeta ($\phi \times h$, mm)	Consolidación en rampa Desde: $p' = 30$ kPa, $q = 0$ hasta	Etapas no drenadas
A2-4/1	38 × 76	$p' = 200$ kPa, $q = 0$	Compresión axial a tensión radial constante
A2-4/2	38 × 76	$p' = 300$ kPa, $q = 0$	Compresión axial a tensión radial constante
A2-4/3	38 × 76	$p' = 400$ kPa, $q = 0$	Compresión axial a tensión radial constante
A1-5/1	38 × 76	$p' = 200$ kPa, $q = 0$	Compresión axial a tensión radial constante
A1-5/2	38 × 76	$p' = 300$ kPa, $q = 0$	Compresión axial a tensión radial constante
A1-5/3	38 × 76	$p' = 400$ kPa, $q = 0$	Compresión axial a tensión radial constante
A1-5/4	38 × 76	$p' = 300$ kPa, $q = 225$	Compresión axial a tensión radial constante. ANISOTROPO.

Tabla 7.6. Características de las probetas ensayadas. Etapas de rotura no drenada de los ensayos triaxiales.

La Figura 7.16. representa los resultados del ensayo de permeabilidad vertical que se realizó en el equipo triaxial durante la etapa de saturación. El extremo inferior de la probeta se conectó a una presión de cola constante de 50 kPa. El extremo superior se mantuvo a presión atmosférica asegurando el avance del frente de hidratación desde la base hasta la total expulsión de aire por el extremo superior. La presión de confinamiento se mantuvo en 80 kPa.

El coeficiente de permeabilidad saturada al agua k_w se determinó mediante la expresión:

$$k_w = \frac{[(\Delta V / \Delta t)] / A}{i}; \quad i = \frac{\Delta(z + \frac{u_w}{\gamma_w})}{L_o} \quad (7.11.)$$

donde:

L_o :	la longitud inicial de la muestra;
$\Delta V / \Delta t$:	el caudal registrado entre lecturas de tiempo a intervalos fijos;
A :	el área transversal de la muestra;
∇h :	el gradiente impuesto de altura piezométrica;
z :	la referencia de altura;
u_w :	la presión de agua;
γ_w :	el peso unitario del agua.

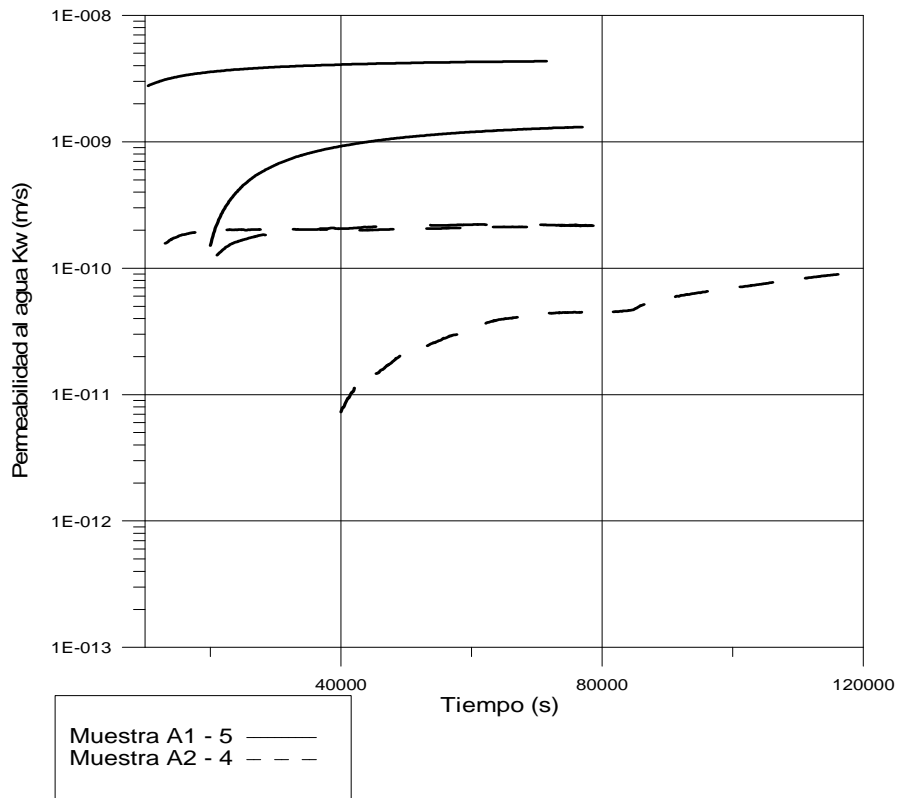


Figura 7.16. Medida de la permeabilidad al agua durante el proceso de saturación.

Capítulo 7. Comportamiento dinámico del terreno

Las figuras 7.17. y 7.18. representan, para las muestras A1-5 y A2-4, la evolución de la deformación volumétrica, ε_v ($\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$), durante la etapa de consolidación isótropa (ε_1 , es la deformación axial y ε_3 , la radial). En dichas figuras se indica también el coeficiente de compresibilidad $\delta\varepsilon_v / \delta \ln p'$ de la zona de mayor compresibilidad, siendo, $\ln p'$, el logaritmo natural de la tensión media efectiva.

De otro lado, en la figura 7.19. se muestra la evolución de la deformación volumétrica, axial y radial en la etapa de consolidación anisótropa ($K_0 = 0.50$) realizada sobre la muestra A1-5 siguiendo una trayectoria:

$$K_0 = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} = 0.50$$

$$\frac{\delta q}{\delta p'} = 0.75 \quad (7.12) \text{ y } (7.13)$$

donde $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3) / 3$ representa la tensión media efectiva y $q = \sigma_1 - \sigma_3$ la tensión desviadora. El subíndice '1' se refiere a la componente de tensión axial y el subíndice '3' a la radial.

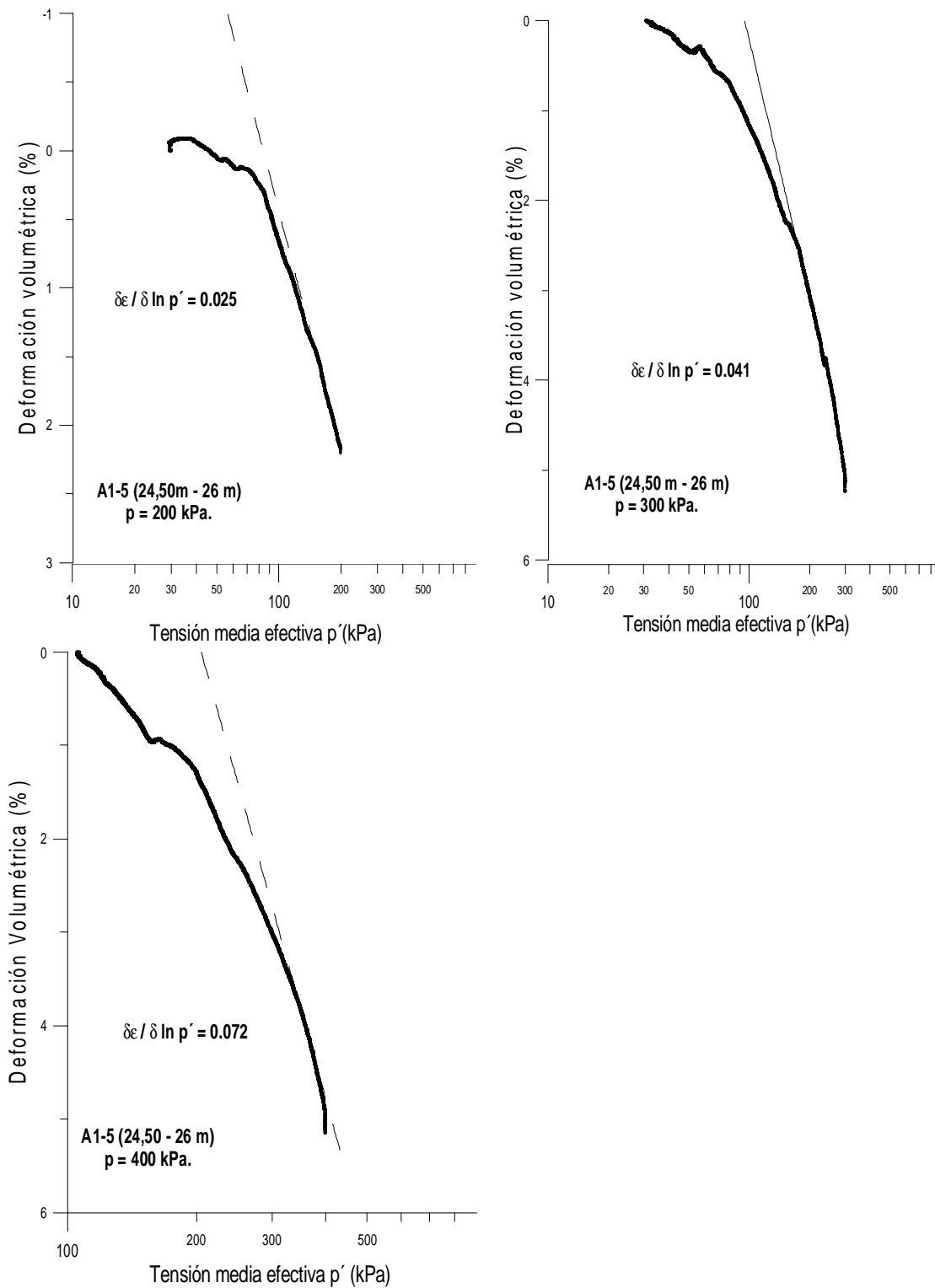


Figura 7.17. Evolución de la deformación volumétrica en la etapa de consolidación isotrópica para distintos valores de la tensión media. Coeficientes de compresibilidad. Muestra A1-5.

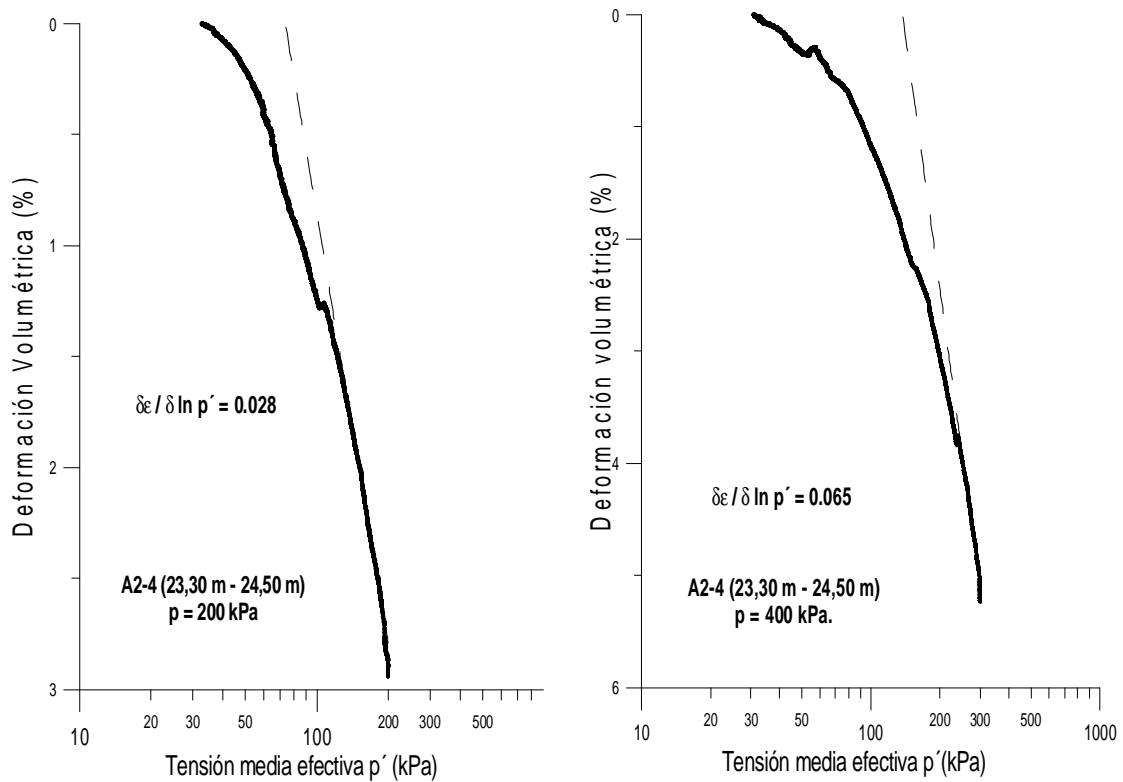


Figura 7.18. Evolución de la deformación volumétrica en la etapa de consolidación isotrópica para distintos valores de la tensión media. Coeficientes de compresibilidad. Muestra A2-4.

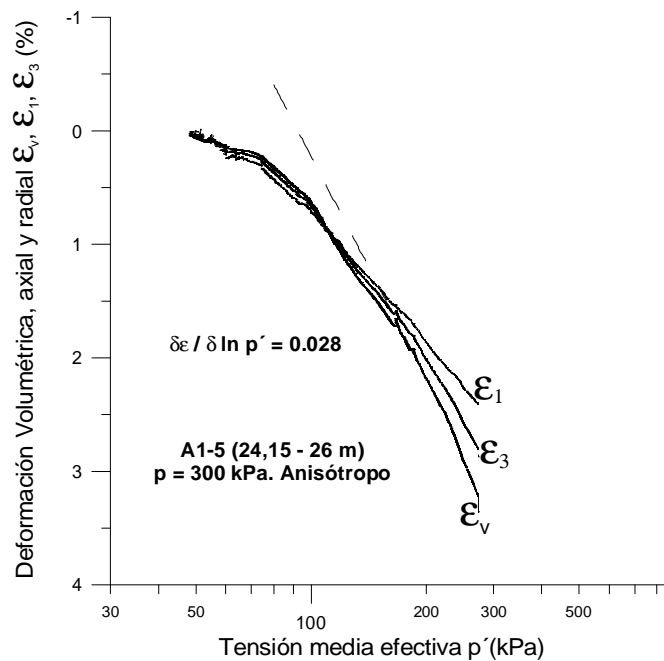


Figura 7.19. Evolución de la deformación volumétrica, axial y radial en la etapa de consolidación anisótropa ($K_0=0.50$). Coeficiente de compresibilidad volumétrica. Muestra A1-5.

En las figuras 7.20., 7.21. y 7.22. se indica la evolución de la relación de tensiones q / p' con la deformación de corte ε_s ($\varepsilon_s = 2(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)/3$) para las diferentes probetas ensayadas en trayectorias no drenadas. El subíndice '1' se refiere a la componente de deformación axial, y el '3' a la componente radial; q representa la tensión desviadora ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) donde el subíndice '1' se refiere a la componente de tensión axial y el subíndice '3' a la radial (los valores negativos corresponden a trayectorias de compresión radial a tensión axial constante cuando la componente de tensión radial sobrepasa a la axial). Cabe señalar que en las trayectorias no drenadas sin cambio de volumen se cumple que $\delta\varepsilon_v = 0$ y que la deformación de corte coincide con la axial $\delta\varepsilon_s = \delta\varepsilon_1$.

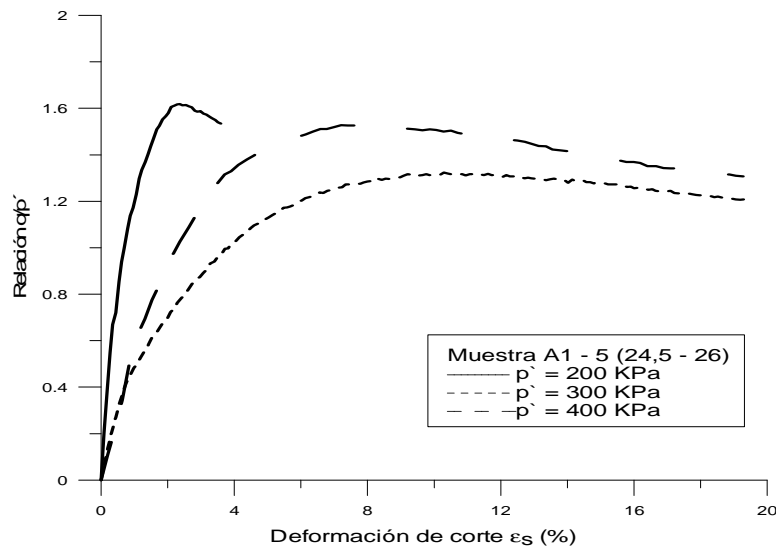


Figura 7.20. Evolución de la relación de tensiones q / p' en la etapa sin drenaje. Muestra A1-5.

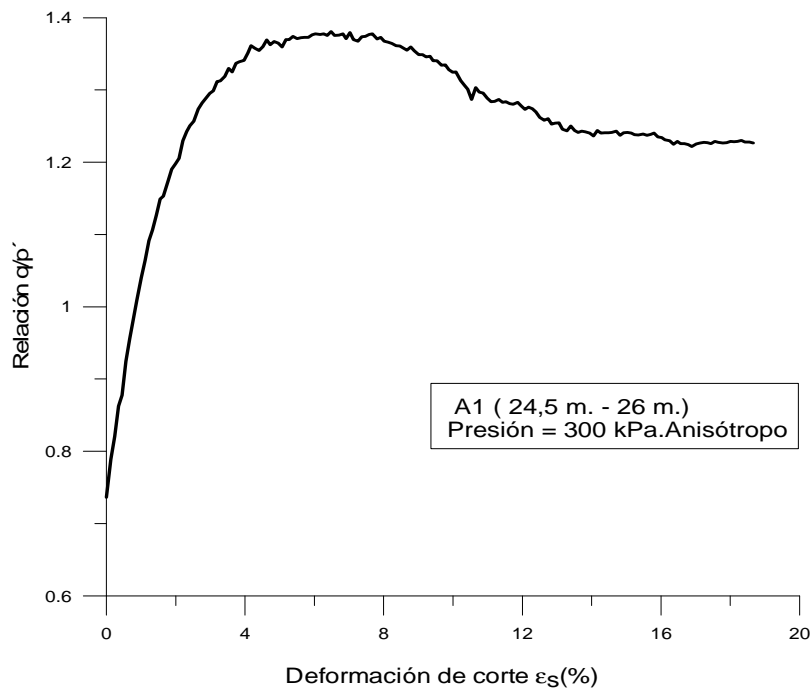


Figura 7.21. Evolución de la relación de tensiones q / p' en la etapa sin drenaje tras consolidación anisótropa. Muestra A1-5.

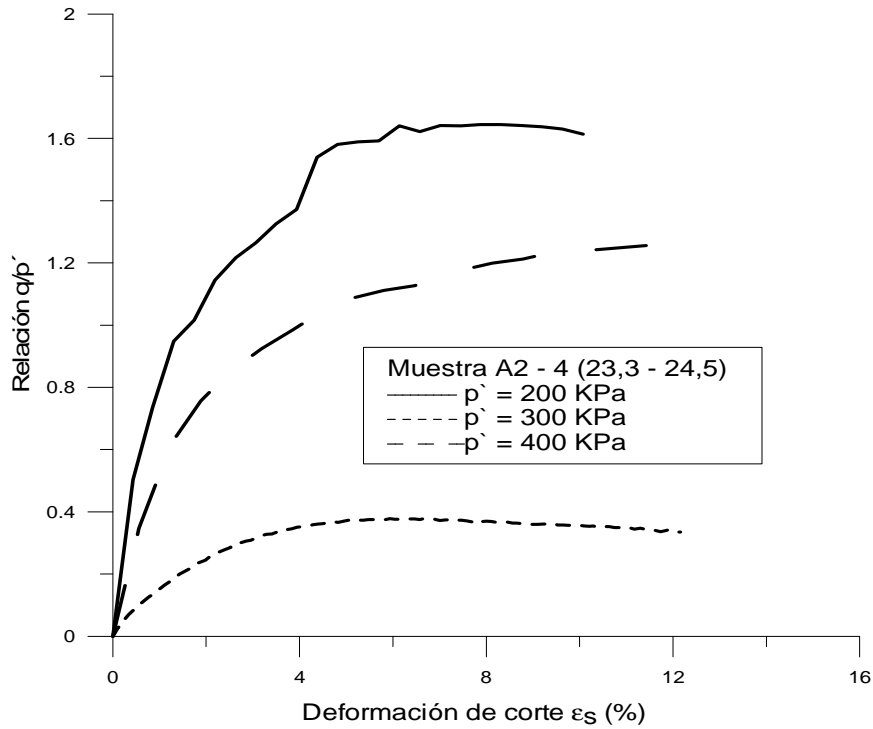


Figura 7.22. Evolución de la relación de tensiones q / p' en la etapa sin drenaje. Muestra A2-4.

En las figuras 7.23 y 7.24 se representan las diferentes trayectorias en tensiones efectivas (etapa no drenada) que se siguieron en las diferentes probetas. Se muestran las envolventes lineales de rotura correspondientes a la condición pico $(q/p')_{max}$. Asimismo se indican los parámetros resistentes en condiciones drenadas (cohesión y ángulo de fricción, c' y ϕ') para las condiciones pico y última. La tabla 7.7. resume dichos valores. Estos parámetros han sido estimados utilizando las siguientes expresiones (7.14.) y (7.15.):

$$q_f = \frac{6 \text{sen} \phi'}{3 - \text{sen} \phi'} p' + \frac{6 c' \text{cos} \phi'}{3 - \text{sen} \phi'} \quad (\text{comp.})$$

$$q_f = -\frac{6 \text{sen} \phi'}{3 + \text{sen} \phi'} p' - \frac{6 c' \text{cos} \phi'}{3 + \text{sen} \phi'} \quad (\text{exten.})$$

Muestra	Condición	Cohesión, c' (kPa)	Áng. de fricción, ϕ' (°)
A1-5	pico $(q/p')_{max}$	0	36,68
A2-4	pico $(q/p')_{max}$	0	34,01

Tabla 7.7. Parámetros resistentes en condiciones drenadas de pico y final.

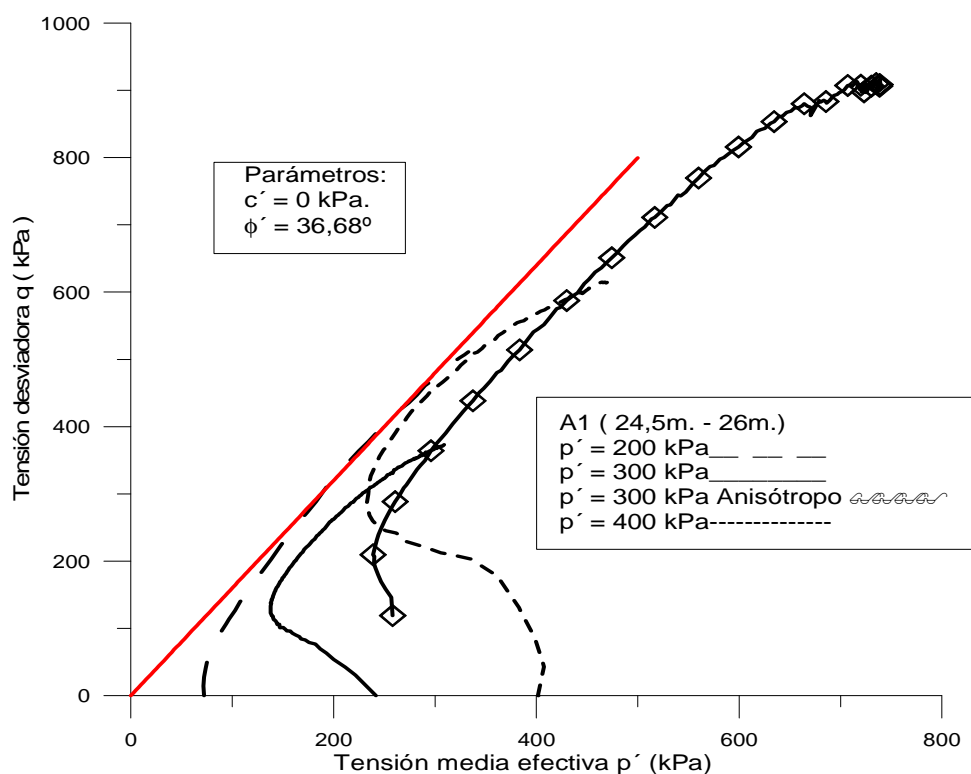


Figura 7.23. Trayectorias en términos de tensiones efectivas seguidas sobre la muestra A1-5. Envolturas lineales de rotura correspondientes a la condición pico $(q/p')_{max}$. Parámetros resistentes en condiciones drenadas (c' y ϕ').

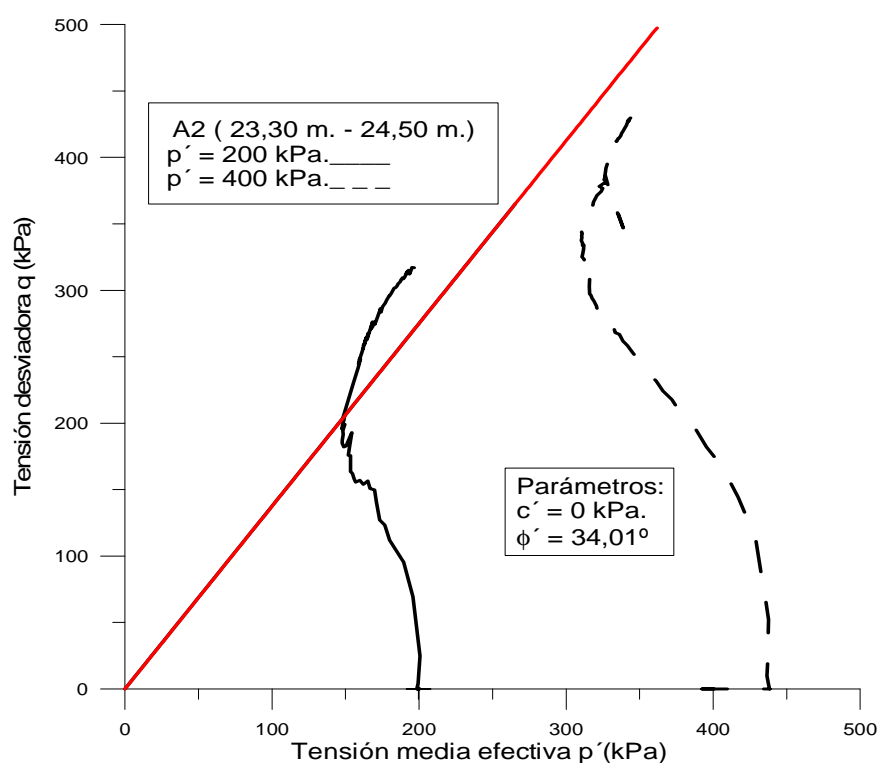


Figura 7.24. Trayectorias en tensiones efectivas seguidas sobre la muestra A2-4. Envolturas lineales de rotura correspondientes a la condición pico $(q/p')_{max}$. Parámetros resistentes en condiciones drenadas (c' y ϕ').

En las figuras 7.25. y 7.26. se representan las variaciones del módulo de deformación secante no drenado, $\Delta q / \Delta \varepsilon_s$, con la deformación de corte ε_s , obtenidas de los diferentes ensayos en la etapa sin drenaje. Asimismo se incluyen los módulos de deformación al corte G obtenidos en los ensayos de columna resonante a bajo nivel de deformaciones.

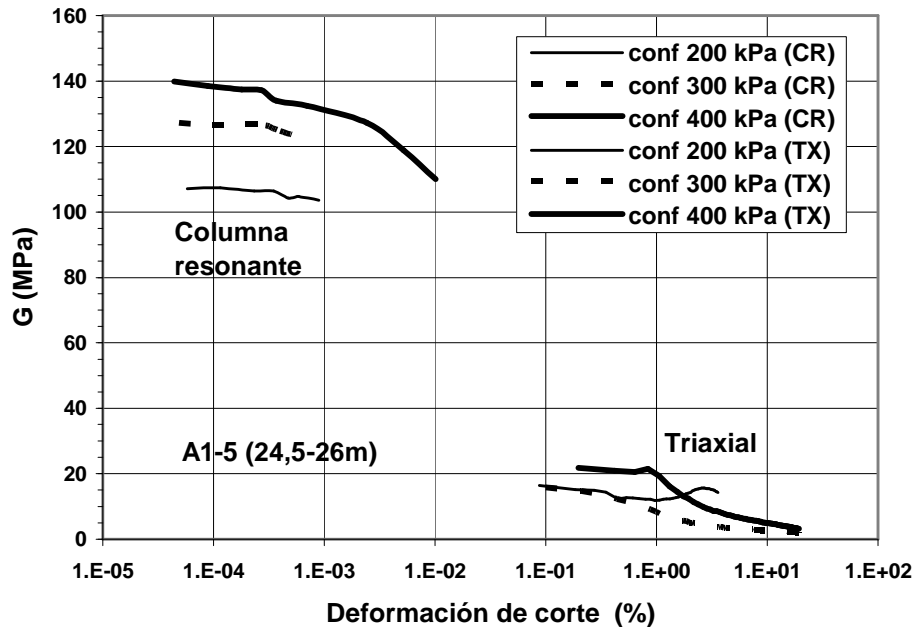


Figura 7.25. Variación de los módulos de deformación con la deformación de corte en la etapa sin drenaje. Módulos de deformación al corte obtenidos en el ensayo de columna resonante. Muestra A1-5.

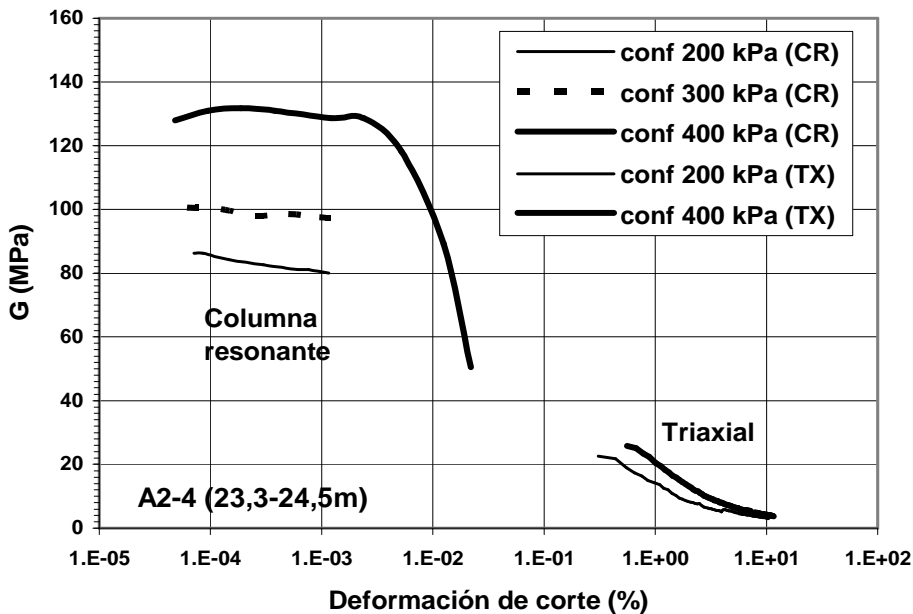


Figura 7.26. Variación de los módulos de deformación con la deformación de corte en la etapa sin drenaje. Módulos de deformación al corte obtenidos en el ensayo de columna resonante. Muestra A2-4.

7.4.4. Ensayos de columna resonante

Las probetas, talladas de los testigos con la humedad natural, se comprimieron hasta alcanzar la tensión media especificada. Adicionalmente, se realizaron medidas del comportamiento oscilante frente a la anulación del par motor evaluando, con ello, la atenuación del movimiento (coeficiente de amortiguamiento D).

Las figuras 7.27., 7.28. y 7.29. muestran los valores del módulo de rigidez al corte G a diferentes deformaciones angulares γ y tensiones de confinamiento p . En todas las probetas se ha prolongado la última etapa del confinamiento creciente hasta valores de la deformación angular próximos a 10^{-2} %; la finalidad era la de alcanzar el nivel de deformación próximo al menor obtenido en los ensayos triaxiales. El enlace entre ambos ensayos ya ha sido mostrado en el apartado anterior.

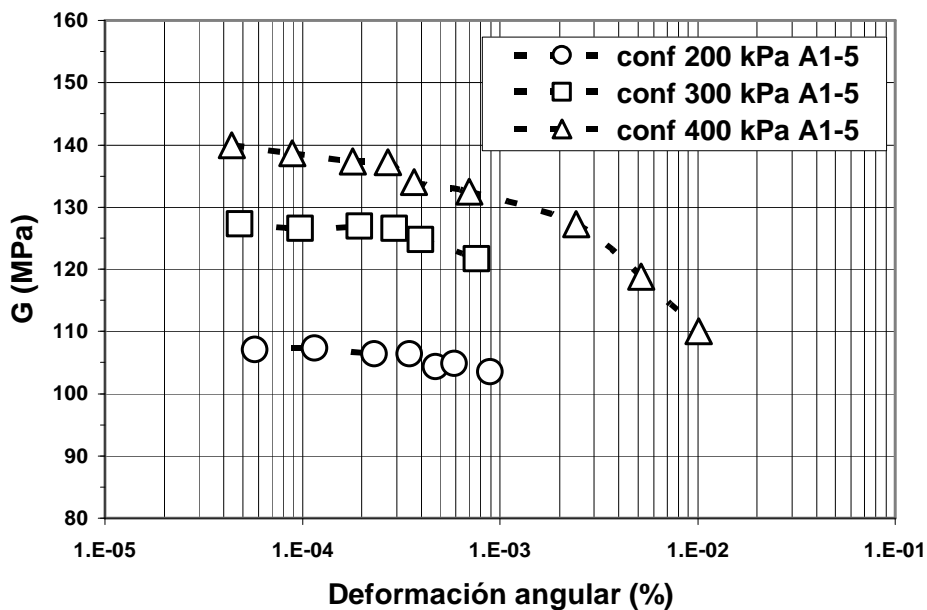


Figura 7.27. Módulo de rigidez al corte G a diferentes deformaciones angulares y tensiones de confinamiento en la muestra.

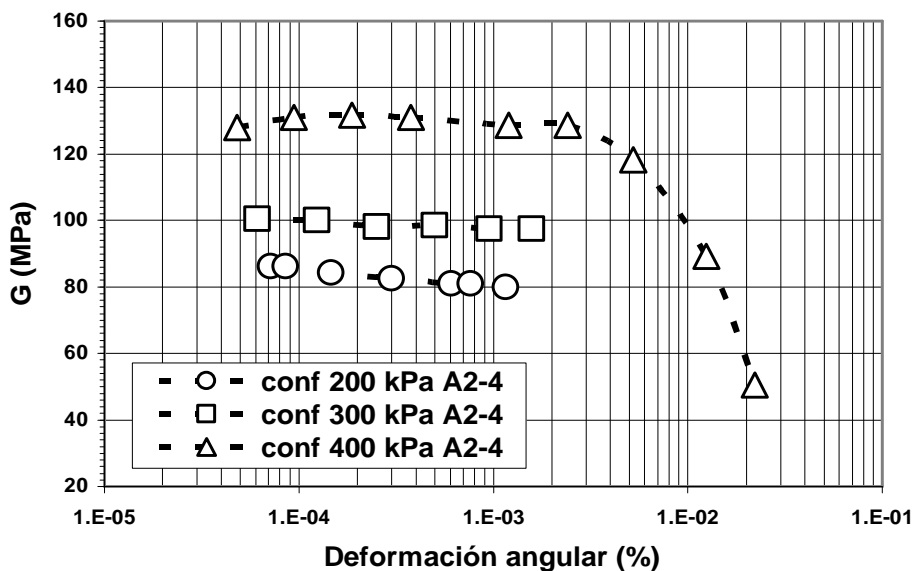


Figura 7.28. Módulo de rigidez al corte G a diferentes deformaciones angulares y tensiones de confinamiento en la muestra A2-4 (23-24,5m).

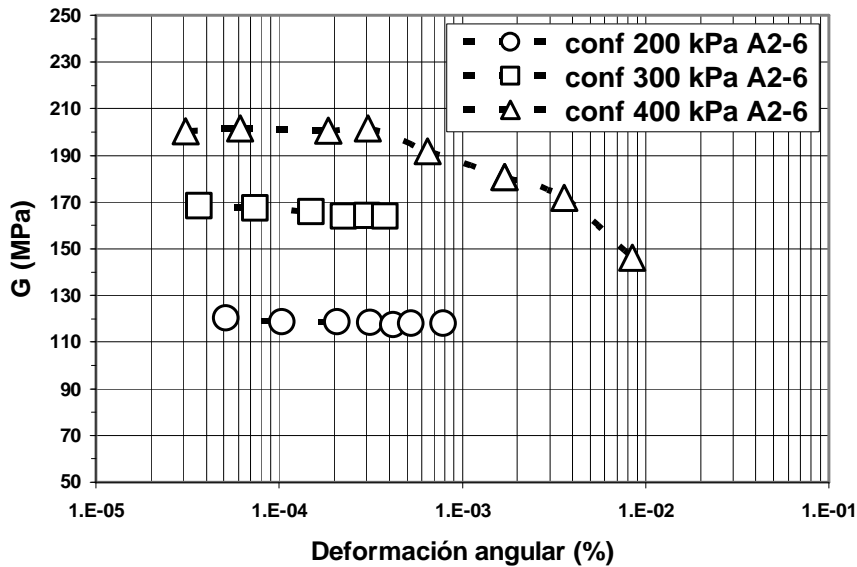


Figura 7.29. Módulo de rigidez al corte G a diferentes deformaciones angulares y tensiones de confinamiento en la muestra A2-6 (30,5-32m).

La figura 7.30. muestra el valor del módulo de rigidez al corte máximo G_{max} para diferentes tensiones de confinamiento medias. La figura 7.31. muestra el valor del amortiguamiento obtenido en la última etapa de confinamiento creciente; en concreto, se ha medido para los puntos de mayor deformación angular aplicada.

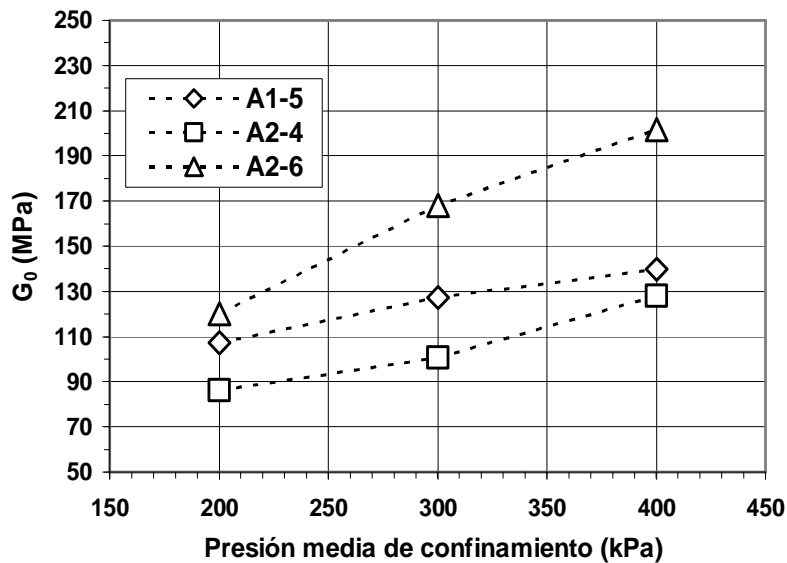


Figura 7.30. Módulo de rigidez al corte máximo G_{max} para las diferentes tensiones de confinamiento medias aplicadas.

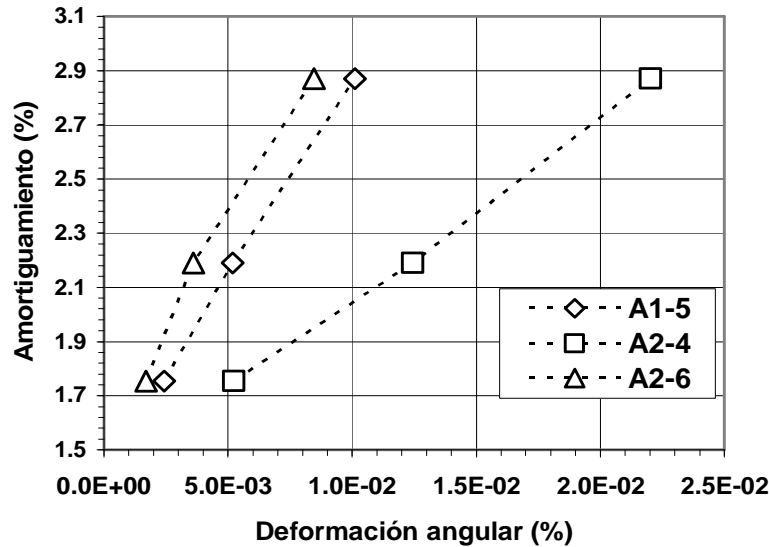


Figura 7.31. Valores del amortiguamiento obtenido en función de la deformación angular máxima aplicada.

En la figura 7.30. podemos apreciar que la rigidez es superior en la muestra A2 – 6, este comportamiento se puede atribuir a una mayor compacidad de la estructura ligada a su ubicación a mayor profundidad que el resto de muestras. Esto también queda reflejado en la figura 7.31. donde se puede apreciar una mayor razón de amortiguamiento para igual deformación angular en la muestra A2 – 6.

Conocidos los valores del módulo de rigidez al cortante, podemos determinar la velocidad de propagación de ondas S y P , además de los módulos elásticos, aplicando las expresiones (7.16.) y (7.17) suponiendo $\nu=0,45$ por estar trabajando en condiciones no drenadas obtenemos los valores de la tabla 7.8.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (7.16.)$$

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{(1-\nu)}{(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad (7.17.)$$

- donde:
- E : módulo de Young $E = 2G(1 + \nu)$ expresión válida para un material isótropo elástico lineal;
 - ν : coeficiente de Poisson ($\nu=0,45$);
 - ρ : densidad del suelo $\rho = \frac{\gamma_n}{g}$, donde $g=9,81 \text{ m/s}^2$.

Muestra	σ (kPa)	G (MPa)	E (MPa)	Vs	Vp
A2 - 4	200	86,25	250,125	20,5683	68,2174
	300	100,57	291,653	22,2103	73,6631
	400	127,93	370,997	25,0499	83,0811
A1 - 5	200	107,35	311,315	23,0623	76,4891
	300	127,23	368,967	25,1071	83,2709
	400	139,91	405,739	26,3285	87,3218
A2 - 6	200	120,13	348,377	24,9706	82,8182
	300	168,23	487,867	29,5499	98,0058
	400	201,7	584,93	32,3561	107,313

Tabla 7.8. Los valores de V_p y V_s para cada presión de consolidación y módulo de rigidez de cada una de las muestras.

7. 5. CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES RAYLEIGH DE AMORTIGUACIÓN

La amortiguación del terreno tiene un efecto importante en su respuesta dinámica pero, tal y como hemos mencionado con anterioridad, es un parámetro difícil de determinar, por lo que normalmente se escoge un valor del 2 al 5% (W. Gardien y H.G. Stuit, 2003).

El modelo dinámico ha realizar con el software Plaxis exige la identificación de los coeficientes α_R y β_R de la expresión (7.18.) de amortiguación de Rayleigh, definida así:

$$C = \alpha_R \cdot M + \beta_R \cdot K \tag{7.18.}$$

donde se define la amortiguación es función de la masa y la rigidez del material.

La relación de estos parámetros con la razón de amortiguamiento ξ obtenida con el ensayo de columna resonante es la siguiente:

$$\alpha_R + \beta_R \cdot \omega_i^2 = 2 \cdot \omega_i \cdot \xi_i \tag{7.19.}$$

En la formulación original (Rayleigh y Lindsay, 1945):

$$\frac{1}{2} \cdot \begin{bmatrix} 1/\omega_m & \omega_m \\ 1/\omega_n & \omega_n \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{bmatrix} \tag{7.20.}$$

para una ξ dependiente de la frecuencia α_R y β_R se calculan así:

$$\alpha_R = 2 \cdot \omega_m \omega_n \cdot \left(\frac{\omega_m \xi_m - \omega_n \xi_n}{\omega_m^2 - \omega_n^2} \right) \quad (7.21.)$$

$$\beta_R = 2 \cdot \left(\frac{\omega_m \xi_m - \omega_n \xi_n}{\omega_m^2 - \omega_n^2} \right) \quad (7.22)$$

para una ξ independiente de la frecuencia α_R y β_R se calculan de este otro modo:

$$\alpha_R = 2 \cdot \xi \cdot \left(\frac{\omega_m \omega_n}{\omega_m + \omega_n} \right) \quad (7.23.)$$

$$\beta_R = 2 \cdot \xi \cdot \left(\frac{1}{\omega_m + \omega_n} \right) \quad (7.24.)$$

La formulación de la amortiguación viscosa de Rayleigh es una solución aproximada con sus ventajas y limitaciones. Por ello se han de escoger cuidadosamente las frecuencias que nos permitan capturar la respuesta dinámica deseada (Youssef M.A. Hashash Y Duhee Park, 2002). Contamos con la ventaja de trabajar en un rango de deformaciones muy pequeñas pudiendo suponer un comportamiento elástico-lineal, el cual se acerca mucho al comportamiento tenso-deformacional real de la problemática tratada en el presente trabajo. En estas condiciones de muy pequeñas deformaciones tanto si se decide trabajar con una formulación de la amortiguación de Rayleigh variable en el tiempo o con un valor constante en el tiempo se obtienen unos resultados muy similares.

A partir de los valores de ω y ξ determinados con el ensayo de columna resonante hemos confeccionado las curvas de las figuras 7.32., 7.33. Y 7.34.

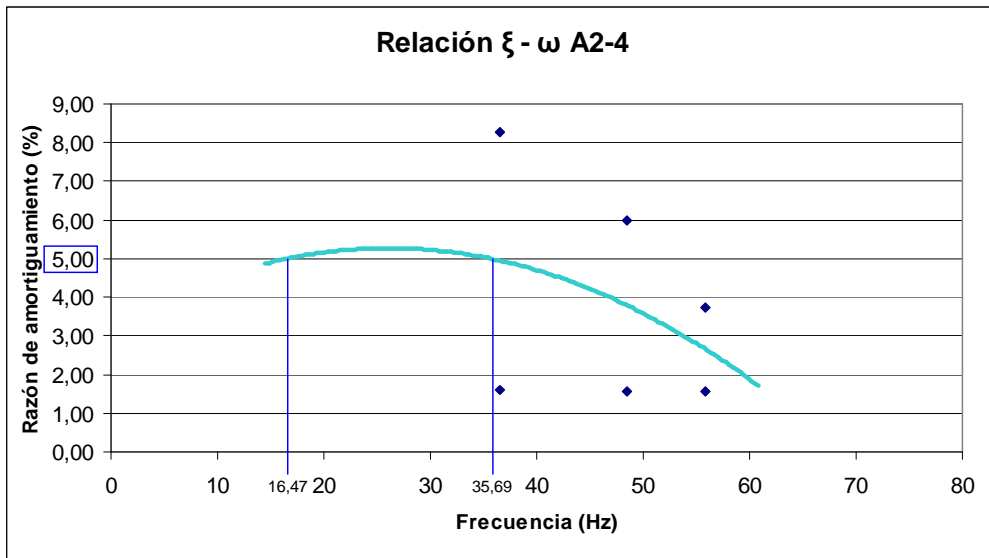


Figura 7.32. Razón de amortiguamiento de 0,05 (5 %) en función de la frecuencia para la muestra A2 – 4.

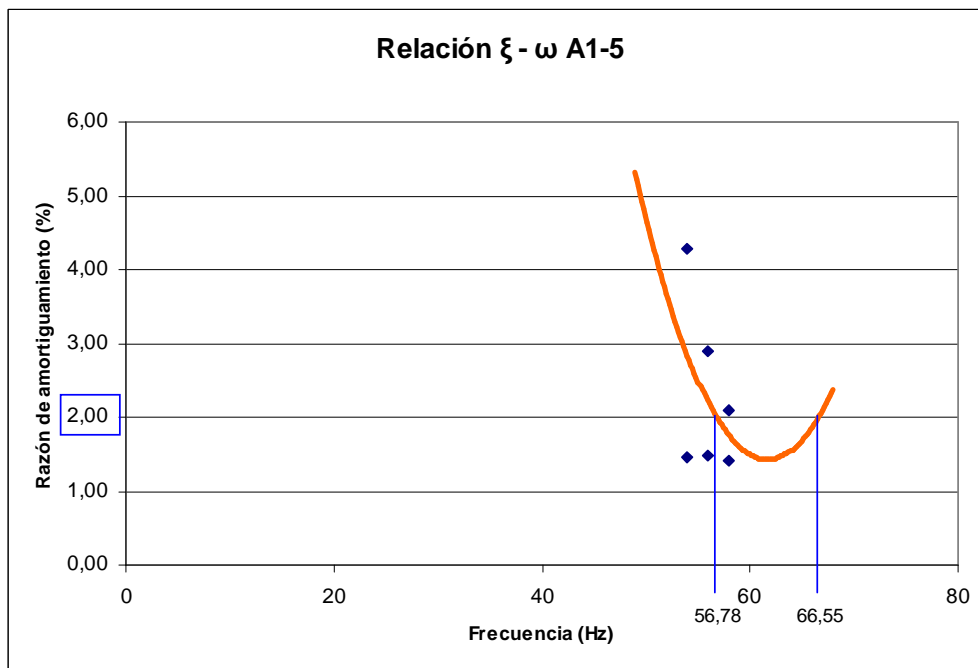


Figura 7.33. Razón de amortiguamiento de 0,05 (5 %) en función de la frecuencia para la muestra A1 – 5.

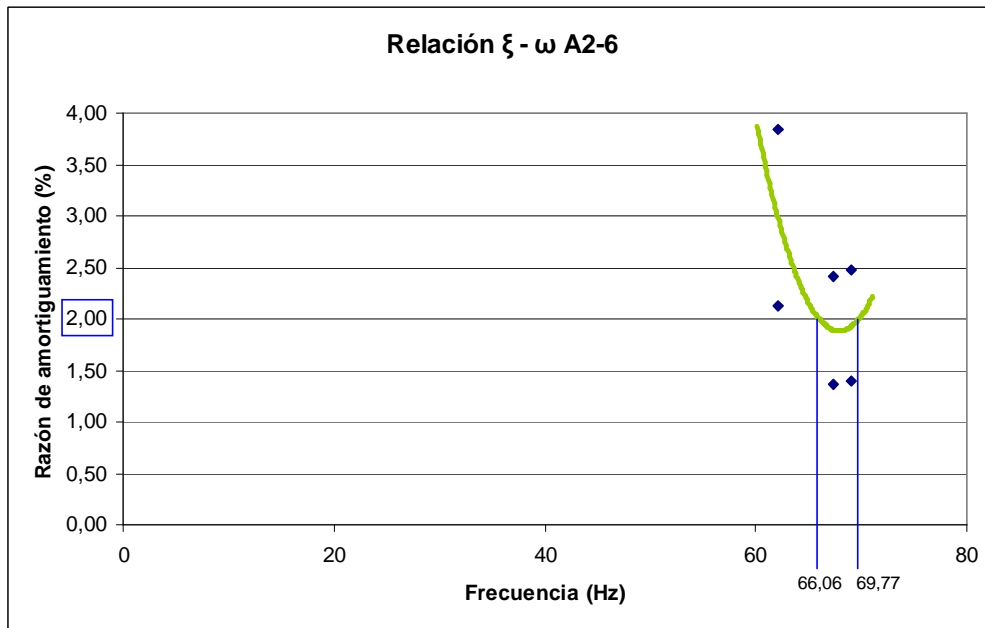


Figura 7.34. Razón de amortiguamiento de 0,05 (5 %) en función de la frecuencia para la muestra A2 – 6.

Aplicando las ecuaciones (7.23.) y (7.24.) hemos calculado los valores de α_R y β_R de cada una de las muestras, mostrándose en la tabla 7.9.

muestra	ξ (%)	ω_m (Hz)	ω_n (Hz)	α_R	β_R
A2 - 4	5	16,47	35,69	0,45089	0,0007667
A1 - 5	2	56,78	66,55	1,22554	0,0003243
A2 - 6	2	66,06	69,77	1,35674	0,0002946

Tabla 7.9. Parámetros del amortiguamiento de Rayleigh.

Capítulo 8. PLAXIS

8.1. INTRODUCCIÓN

Plaxis 2D es un programa informático, que emplea el método de elementos finitos (MEF), diseñado específicamente para el análisis del comportamiento tenso-deformacional y dinámico del terreno en dos dimensiones. En este análisis se suponen deformaciones pequeñas, lo cual permite la aplicación de una formulación acorde con la geometría original sin deformar. Los desplazamientos y las tensiones se mantienen en un número limitado de puntos (nodos) en un cálculo por elementos finitos. Mediante la interpolación de los desplazamientos en los nodos, se obtienen los desplazamientos en el resto del elemento. Esta interpolación se realiza por medio de funciones de forma. Los desplazamientos dentro de un elemento están definidos únicamente por los nodos de dicho elemento. El grado de interpolación dependerá del número de nodos existentes en el elemento. Una vez conocidos los desplazamientos, dentro del elemento, se pueden determinar con facilidad las tensiones en cualquier punto de este. Las tensiones en un punto se calculan a partir de las derivadas del desplazamiento en ese punto. Los resultados de salida, en un cálculo con Plaxis, son principalmente los desplazamientos en los nodos y las tensiones en los puntos de tensión.

8.2. EL MÓDULO DINÁMICO DE PLAXIS

A pesar de que Plaxis fue desarrollado, en sus inicios, para el análisis del comportamiento del terreno frente a cargas estáticas, más tarde se comprobó que también era de utilidad con cargas dinámicas. El módulo dinámico también tiene en consideración el efecto de las fuerzas de inercia en el terreno durante la interacción de las cargas con el terreno.

La ecuación dinámica de equilibrio para un sistema de elementos finitos se expresa como:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F \quad (8.1.)$$

donde:

- M : matriz de masas (suelo + agua + cualquier material extra);
- u, \dot{u}, \ddot{u} : vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración;
- C : matriz de amortiguamiento ($C = \alpha_R M + \beta_R K$): α_R, β_R son los coeficientes de Rayleigh;
- K : matriz de rigidez;
- F : vector de la carga.

El término $Ku = F$ corresponde al cálculo de la deformación estática. Según la segunda ley de Newton ($F = ma$), cuanto mayor sea la masa menor será la aceleración para una fuerza dada. La matriz de amortiguamiento material C tiene su

origen en la fricción, o en la viscosidad de los materiales, o en la combinación de ambas. Cuanto mayor sea la viscosidad del suelo, mayor será la energía de la vibración disipada y menor será el desplazamiento de los materiales al aplicar una carga concreta.

8.2.1. Discretización de elementos finitos

Para llevar a cabo una simulación de elementos finitos en Plaxis, el medio continuo es dividido en un número definido de elementos triangulares. Cada elemento consiste de un número de nodos y de puntos de tensión. Los elementos básicos son los triangulares de 6 nodos y los de 15 nodos, figura 8.1.

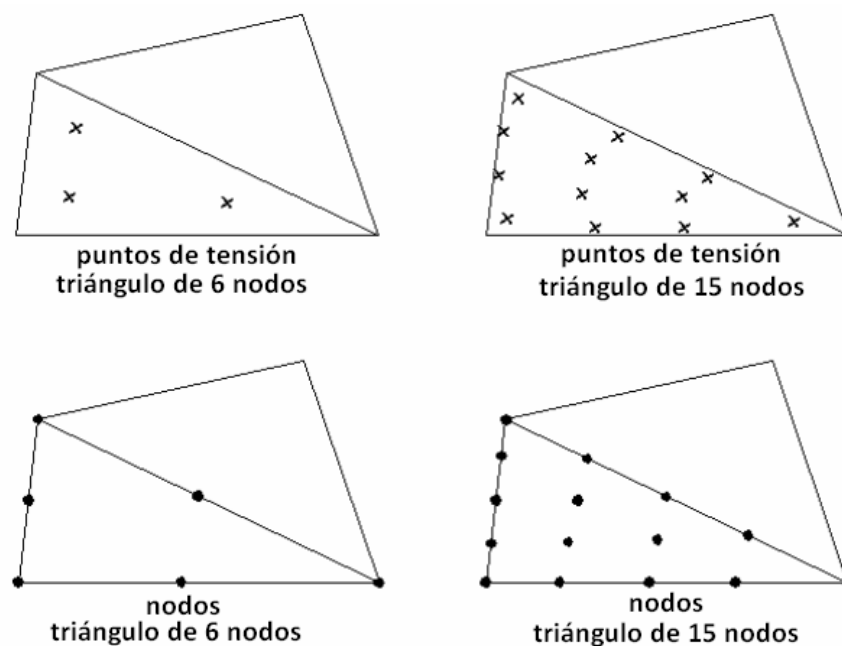


Figura 8.1. Disposición de nodos y puntos de tensión en los elementos básicos de Plaxis (Plaxis, 2008).

El triángulo de 6 nodos es el elemento por defecto del análisis en 2D. Proporciona una interpolación de segundo orden para los desplazamientos y la matriz de rigidez del elemento es evaluada mediante la integración numérica en tres puntos de tensión. En cambio el triángulo de 15 nodos proporciona una interpolación de cuarto orden y la integración requiere de doce puntos de tensión. El triángulo de 15 nodos es un elemento 2D muy preciso que ha demostrado producir resultados tensionales de alta calidad. Aun así el empleo de triángulos de 15 nodos conlleva un consumo alto de memoria y un incremento del tiempo de cálculo.

8.2.2. Elementos de la interfaz

Las interfaces se emplean para modelar la interacción entre la estructura y el suelo. Están compuestas por elementos de interfaz. La figura 8.2. muestra como los elementos de la interfaz se conectan a los elementos del suelo. A un elemento de 6 nodos le corresponden unos elementos de interfaz definidos por tres pares de nodos, en cambio para un elemento de 15 nodos los elementos de interfaz están definidos por un total de 5 pares de nodos (Plaxis: Reference manual, 2008). En la figura 8.2. los

elementos de interfaz muestran un grosor finito, pero en la formulación de elementos finitos las coordenadas de cada par son idénticas lo que implica que el elemento tiene un grosor nulo. Cada interfaz tiene asignada un grosor virtual, que viene a ser una dimensión imaginaria que permite obtener las propiedades materiales de la interfaz.

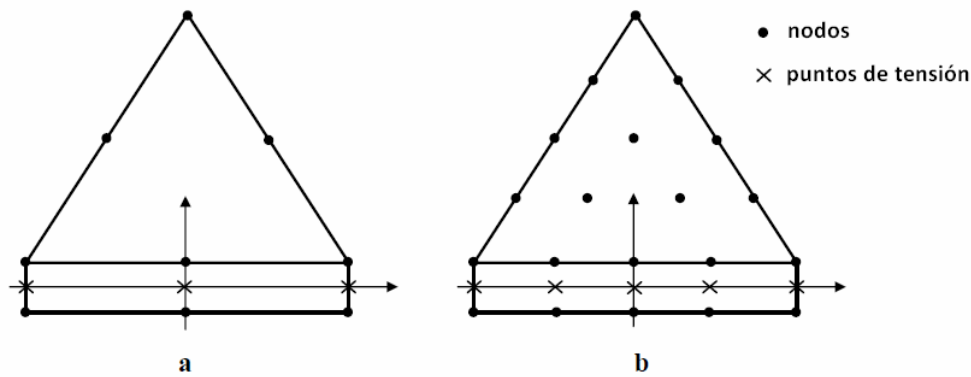


Figura 8.2. Distribución de los nodos y puntos de tensión en los elementos de interfaz conectados a los elementos del suelo (Plaxis, 2008).

El grosor virtual está definido como el producto del factor de grosor virtual y el tamaño promedio de los elementos. Plaxis considera 0,1 el valor por defecto del factor de grosor virtual. Una aplicación típica de las interfaces es dispuesta en la superficie de interacción entre el suelo y la estructura. La rugosidad de la interacción es modelada escogiendo un valor adecuado para el factor reductor de la resistencia en la interfaz. El factor relaciona la resistencia de la interfaz (fricción del material y cohesión de la interfaz) con la resistencia del suelo (ángulo de fricción y cohesión del suelo).

Según el manual de Plaxis, la relación entre la resistencia de la interfaz y la resistencia del suelo puede expresarse como:

$$c_{int} = R_{int} c_{suelo} \tag{8.2.}$$

$$\tan \phi_{int} = R_{int} \tan \phi_{suelo} \tag{8.3.}$$

- donde:
- R_{int} : factor reductor de la resistencia;
 - c_{int} : cohesión de la interfaz;
 - c_{suelo} : cohesión del suelo;
 - ϕ_{int} : ángulo de fricción de la interfaz;
 - ϕ_{suelo} : ángulo de fricción interna del suelo.

Cuando R_{int} tiene como valor la unidad, las propiedades de la interfaz coinciden con las del suelo asociado. En caso de que el valor de R_{int} sea inferior a la unidad, la interfaz será más débil y flexible que el suelo asociado.

8.2.3. Condiciones de contorno

La aplicación de condiciones de contorno adecuadas es una de las características esenciales en la modelación de cargas dinámicas en Plaxis. A diferencia de los análisis del comportamiento del terreno bajo cargas estáticas, los análisis con cargas dinámicas, requieren que los contornos estén suficientemente alejados de la carga. Este requisito se debe al hecho que las vibraciones, generalmente, se dispersan más rápidamente, en los casos dinámicos, dando lugar a reflexiones irreales que conducen a una distorsión de los resultados (Plaxis: Dynamics manual, 2008).

Aun así, alejar los contornos conlleva un incremento del consumo de memoria y el tiempo de cálculo. Por este motivo, con el fin de contrarrestar los efectos de la reflexión de las ondas en el interior del modelo, el módulo dinámico permite la aplicación de condiciones de contorno especiales capaces de absorber las ondas que llegan a los contornos del modelo. Esta condición de contorno se denomina contornos absorbentes (Plaxis: Dynamics manual, 2008). El uso de contornos absorbentes implica el uso de amortiguadores en los contornos, los cuales aseguran que un incremento de tensiones en el contorno sea absorbido antes de rebotar.

8.2.4. El cálculo dinámico

La interacción entre el ferrocarril, la vía férrea y el terreno es de carácter dinámico. Esta interacción dinámica tiene lugar en un corto lapso de tiempo, de pocos segundos. La respuesta del terreno para este tipo de cargas dinámicas puede simularse mediante métodos de integración directa del tiempo.

8.2.4.1. Integración en el dominio temporal

En la implementación numérica para casos dinámicos, la forma en que integramos el tiempo es un factor determinante en la estabilidad y la exactitud del proceso de cálculo. La reacción del suelo frente a cargas dinámicas suele simularse mediante métodos de integración explícita e implícita. La ventaja de la integración explícita es que es relativamente fácil de formular, pero presenta como desventaja un proceso de cálculo poco robusto y con serias limitaciones en el salto temporal (paso del tiempo). El método implícito se caracteriza por ser más complicado, pero da lugar a un proceso de cálculo más estable y normalmente a una solución más precisa y fiable (Plaxis: Dynamics manual, 2008).

La integración directa implícita de Newmark en el dominio temporal es un método de uso frecuente. El método de Newmark original (1963, 1965) no resulta adecuado para la resolución de problemas con cargas dinámicas y materiales no lineales, al plantear hipótesis simplificadoras que hacen dudosa su aplicación en muchos problemas de ingeniería. Es por ello que se han realizado numerosos estudios enfocados a mejorar el método para que pueda utilizarse con mayor fiabilidad en problemas geo-dinámicos (B.C. Méndez, 2009).

A continuación se explica el método Newmark modificado que aplica un algoritmo incremental e iterativo. En este método, el desplazamiento y la velocidad en un punto para un tiempo t y $t + \Delta t$ se expresa como:

$$M^t \ddot{u}^t + C^t \dot{u}^t + K^t u^t = F^t \quad (8.4.)$$

$$M^{t+\Delta t} \ddot{u}^{t+\Delta t} + C^{t+\Delta t} \dot{u}^{t+\Delta t} + K^{t+\Delta t} u^{t+\Delta t} = F^{t+\Delta t} \quad (8.5.)$$

Suponiendo $M^{t+\Delta t} \approx M^t$; $C^{t+\Delta t} \approx C^t$; $K^{t+\Delta t} \approx K^t$ para Δt suficientemente pequeños. La resta de las ecuaciones (8.4) y (8.5) produce la siguiente ecuación dinámica básica en forma incremental

$$M^t (\ddot{u}^{t+\Delta t} - \ddot{u}^t) + C^t (\dot{u}^{t+\Delta t} - \dot{u}^t) + K^t (u^{t+\Delta t} - u^t) = F^{t+\Delta t} - F^t \quad (8.6)$$

Según el teorema de valor medio (Lagrange),

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + \tilde{\ddot{u}} \Delta t \quad (8.7.)$$

donde: $\tilde{\ddot{u}}$: valor de \ddot{u} en cierto punto del dominio $(t, t + \Delta t)$

El método Newmark supone que

$$\tilde{\ddot{u}} = (1 - \beta) \ddot{u}^t + \beta \ddot{u}^{t+\Delta t} \quad 0 \leq \beta \leq 1 \quad (8.8.)$$

Por lo que la ecuación (8.6) se escribe como:

$$\dot{u}^{t+\Delta t} - \dot{u}^t = \Delta t \ddot{u}^t + a_0 (\ddot{u}^{t+\Delta t} - \ddot{u}^t) \quad (8.9.)$$

donde: $a_0 = \beta \Delta t$

Según la expansión de Taylor del vector de desplazamientos

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \dot{u}^t \Delta t + (0.5 \Delta t^2) \ddot{u}^{t+h\Delta t} \quad 0 < h < 1 \quad (8.10.)$$

A partir de una suposición adicional del método de Newmark

$$\ddot{u}^{t+h\Delta t} = (1 - 2\alpha) \ddot{u}^t + 2\alpha \ddot{u}^{t+\Delta t} \quad 0 \leq 2\alpha \leq 1 \quad (8.11.)$$

De esta forma la ecuación (8.10.) puede reescribirse como

$$\ddot{u}^{t+\Delta t} - \ddot{u}^t = a_1 (\ddot{u}^{t+\Delta t} - \ddot{u}^t) + a_2 \dot{u}^t + a_3 \ddot{u}^t \quad (8.12.)$$

$$\text{donde: } a_1 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2}; a_2 = -\frac{1}{\alpha \Delta t^2}; a_3 = -\frac{1}{2\alpha}$$

Sustituyendo las ecuaciones (8.9.) y (8.12.) en la ecuación (8.6.) obtenemos la siguiente ecuación (8.13)

$$(a_1 M^t + a_4 C^t + K^t)(u^{t+\Delta t} - u^t) = (F^{t+\Delta t} - F^t) + M^t(-a_2 \dot{u}^t - a_3 \ddot{u}^t) + C^t(-a_5 \dot{u}^t - a_6 \ddot{u}^t)$$

$$\text{donde: } a_4 = a_0 a_1; a_5 = a_0 a_2; a_6 = \Delta t + a_0 a_3$$

La matriz columna de desplazamientos $(u^{t+\Delta t} - u^t)$ puede resolverse mediante la ecuación (8.13) si u^t, \dot{u}^t y \ddot{u}^t son conocidos. Entonces basandose en las ecuaciones (8.9) y (8.12) $u^{t+\Delta t}, \dot{u}^{t+\Delta t}$ y $\ddot{u}^{t+\Delta t}$ son determinados a partir de las siguientes ecuaciones

$$\begin{aligned} u^{t+\Delta t} &= u^t + u^{t+\Delta t} - u^t \\ \dot{u}^{t+\Delta t} &= \dot{u}^t + a_8 \ddot{u}^t + a_0 \ddot{u}^{t+\Delta t} \\ \ddot{u}^{t+\Delta t} &= a_1 (u^{t+\Delta t} - u^t) + a_2 \dot{u}^t + a_7 \ddot{u}^t \end{aligned} \quad (8.14.)$$

$$\text{donde: } a_7 = a_3 + 1; a_8 = \Delta t - a_0$$

8.2.4.2. Paso de tiempo

Tal y como hemos mencionado anteriormente la integración del tiempo es un factor determinante en la estabilidad y exactitud del proceso de cálculo. A pesar de la integración implícita el paso de tiempo usado en el cálculo esta sujeto a limitaciones. Si el paso de tiempo es muy grande, la solución mostrara una desviación importante y la respuesta calculada será poco fiable (Plaxis: Dynamics manual, 2008).

El paso de tiempo crítico depende de la frecuencia máxima que tenga lugar en el modelo y la precisión de la malla de elementos finitos. El paso de tiempo escogido es tan pequeño que una onda en un único paso de tiempo se desplaza una distancia inferior a la equivalente a un único elemento.

$$\Delta t_{crit} = \frac{B}{\zeta \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)} \sqrt{1 + \frac{B^4}{4S^2} - \frac{B^2}{2S} \left[1 + \frac{1-2\nu}{4} \frac{2S}{B^2} \right]}}} \quad (8.15.)$$

donde: ζ : factor que varia en función del tipo de elemento finito;
 B : longitud media del elemento;
 S : superficie del elemento;
 ρ : densidad del material;
 E : módulo de Young;
 ν : coeficiente de Poisson.

8.3. MODELOS MATERIALES DEL SUELO

Un modelo material es un conjunto de ecuaciones matemáticas que describen la relación entre la tensión y la deformación. Todos los modelos materiales implementados en Plaxis se expresan, normalmente, de forma que los incrementos infinitesimales de de las tensiones esten relacionados con los incrementos infinitesimales de las deformaciones. En este trabajo los modelos de suelo empleados han sido el Lineal-Elástico y el Mohr-Coulomb. Ambos se detallan a continuación.

8.3.1. Modelo Lineal-Elástico

El modelo Lineal-Elástico está basado en la ley de Hooke de la elasticidad isotrópica (Plaxis: Material models, 2010). Para su aplicación es necesario conocer el valor de los dos parámetros elásticos básicos: el módulo de Young (E) y el coeficiente de Poisson (ν). A pesar de ser un modelo sencillo, el uso del cual no es aconsejable para modelar el suelo, en caso de análisis de deformaciones en el terreno si que resulta apto para estudios dinámicos simplificados.

8.3.2. Modelo Mohr-Coulomb

El modelo Mohr-Coulomb es un modelo plástico perfecto, que es empleado como primera aproximación del comportamiento del suelo en general. La plasticidad del suelo esta asociada con el desarrollo de deformaciones irreversibles. Para poder evaluar si tiene lugar o no un comportamiento plástico durante el cálculo, se incluye una función de fluencia cuyos valores dependerán del nivel de tensiones y deformaciones (Plaxis: Material models, 2008).

Un modelo plástico perfecto es un modelo constitutivo con una superficie de fluencia fija, definida completamente por los parámetros del modelo y no afectada por la deformación plástica. Para estados tensionales representados por puntos en el interior de la superficie de fluencia el comportamiento es puramente elástico y todas las deformaciones son reversibles.

8.3.2.1. La elasto-plasticidad del modelo

El principio básico de la elasto-plasticidad dice que las deformaciones y los coeficientes de la deformación se descomponen en una parte elástica y en otra plástica.

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}^e + \underline{\underline{\varepsilon}}^p \quad \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} = \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^e + \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^p \quad (8.16.)$$

Sustituyendo la ecuación (8.16.) en la ecuación de la ley de Hooke (8.17.) se obtiene:

$$\underline{\underline{\sigma}}' = \underline{\underline{D}}^e \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^e = \underline{\underline{D}}^e (\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} - \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^p) \quad (8.17.)$$

Según la teoría clásica de la plasticidad los coeficientes de la deformación plástica son proporcionales a la derivada de la función de fluencia con respecto a las tensiones. Esto significa que los coeficientes de deformación plástica pueden ser representados como vectores perpendiculares a la superficie de fluencia.

Esta forma clásica de la teoría es conocida como plasticidad asociada. Sin embargo para las funciones de fluencia, del tipo Mohr-Coulomb, la teoría de la plasticidad asociada conduce a una sobreestimación de la dilatación. Por ello además de la función de fluencia, se aplica también una función de potencial plástico. Para los casos en que f es la función de fluencia y g es la función de potencial plástico, la condición de desigualdad $g \neq f$ es sinónimo de plasticidad no asociada. En general los coeficientes de deformación plástica son expresados como:

$$\underline{\dot{\epsilon}}^P = \lambda \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \quad (8.18.)$$

donde λ es el multiplicador plástico. Para comportamiento elástico puro $\lambda = 0$, donde al igual que en situación de comportamiento plástico λ es positivo:

$$\lambda = 0 \text{ para } f < 0 \text{ ó } \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} D^e \underline{\dot{\epsilon}} \leq 0 \quad (\text{elasticidad}) \quad (8.19.)$$

$$\lambda > 0 \text{ para } f = 0 \text{ y } \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} D^e \underline{\dot{\epsilon}} > 0 \quad (\text{plasticidad}) \quad (8.20.)$$

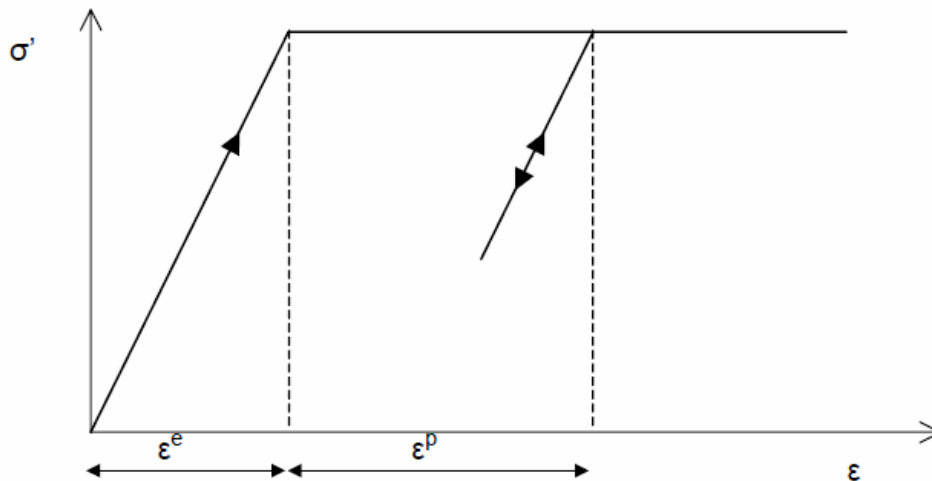


Figura 8.3. Gráfica tensión-deformación donde se representa el comportamiento elasto-plástico perfecto.

Considerando únicamente el comportamiento elasto-plástico perfecto, figura, y la condición de consistencia para el flujo plástico, el multiplicador plástico λ puede formularse como:

$$\lambda = \frac{1}{d} \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} D^e \underline{\dot{\epsilon}} \quad (8.21.)$$

$$\text{donde: } d = \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} D^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \quad (8.22.)$$

Substituyendo la ecuación (8.22.) en la ecuación (8.21.), la ecuación (8.21.) en la ecuación (8.18.), y finalmente substituyendo en la ecuación (8.17.) se obtiene la ecuación (8.23.), que es la relación general elasto-plástica entre los coeficientes de tensión y los de deformación (Plaxis: Material models, 2008).

$$\underline{\dot{\sigma}}' = \left(\underline{D}^e - \frac{\alpha}{d} \underline{D}^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} \underline{D}^e \right) \underline{\dot{\epsilon}} \quad (8.23.)$$

El parámetro α actua como un interruptor. Si el comportamiento del material es elástico el valor de α es igual a cero, mientras que para un comportamiento plástico el valor de α es la unidad.

8.3.2.2. Formulació matemàtica de la funció de fluència

La condición de fluencia del modelo Mohr-Coulomb es una extensión de la ley friccional de Coulomb para estados generales de tensiones. De hecho esta condición asegura el cumplimiento de la ley friccional de Coulomb para cualquier plano dentro del material.

La condición de fluencia del modelo Mohr-Coulomb puede definirse por tres funciones de fluencia, si se formula en términos de tensiones principales.

$$f_1 = \frac{1}{2} |\sigma_2' - \sigma_3'| + \frac{1}{2} (\sigma_2' + \sigma_3') \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (8.24.)$$

$$f_2 = \frac{1}{2} |\sigma_3' - \sigma_1'| + \frac{1}{2} (\sigma_3' + \sigma_1') \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (8.25.)$$

$$f_3 = \frac{1}{2} |\sigma_1' - \sigma_2'| + \frac{1}{2} (\sigma_1' + \sigma_2') \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (8.26.)$$

Los dos parámetros, del modelo plástico, que aparecen en las funciones de fluencia son el ángulo de fricción ϕ y la cohesión c .

Además de las funciones de fluencia (f), se definen también tres funciones de potencial plástico (g) para el modelo Mohr-Coulomb:

$$g_1 = \frac{1}{2} |\sigma_2' - \sigma_3'| + \frac{1}{2} (\sigma_2' + \sigma_3') \sin \psi \quad (8.27.)$$

$$g_2 = \frac{1}{2} |\sigma_3' - \sigma_1'| + \frac{1}{2} (\sigma_3' + \sigma_1') \sin \psi \quad (8.28.)$$

$$g_3 = \frac{1}{2} |\sigma_1' - \sigma_2'| + \frac{1}{2} (\sigma_1' + \sigma_2') \sin \psi \quad (8.29.)$$

Las funciones de potencial plástico contienen un tercer parámetro, el ángulo de dilatación ψ . Este parámetro es necesario para modelar incrementos de deformación plástica volumétrica positiva para $\psi > 0$ y reducciones de volumen para $\psi < 0$ y cambios de volumen nulos para $\psi = 0$.

Diferenciando la función de potencial plástico g según la ecuación (8.18.) se obtiene el parámetro ψ con la siguiente expresión:

$$\sin \psi = \frac{\dot{\epsilon}_v^p}{\dot{\gamma}^p} \quad (8.30.)$$

donde: $\dot{\epsilon}_v^p$: incremento de la deformación plástica volumétrica;
 $\dot{\gamma}^p$: incremento de la distorsión plástica.

8.3.2.3. Parámetros para el modelo Mohr-Coulomb

EL modelo Mohr-Coulomb necesita un total de 5 parámetros, mencionados a continuación:

- E: Módulo de Young [kPa]
- ν : coeficiente de Poisson [-]
- c: cohesión [kPa]
- ϕ : ángulo de fricción [°]
- ψ : dilatación [°]

8.3.2.3.1. Módulo de Young

Plaxis utiliza el módulo de Young (E) como el módulo básico de rigidez en el modelo Mohr-Coulomb. El valor de E puede ser obtenido mediante un ensayo triaxial estándar, figura.

8.3.2.3.2. Coeficiente de Poisson

La otra propiedad elástica en las relaciones de la teoría elástica es el coeficiente de Poisson, el cual es definido como la razón entre la deformación lateral producida dividida por la deformación axial. En función del material adoptará valores entre 0 y 0,5. El valor de 0,5 corresponde a materiales que no muestran cambios volumétricos y el valor 0 representa un material rígido perfecto.

8.3.2.3.3. Cohesión y ángulo de fricción interna

La cohesión y el ángulo de fricción interna son parámetros que definen la resistencia al corte del suelo.

A pesar de que Plaxis permite la introducción de valores nulos para la cohesión, se recomienda emplear como mínimo valores por encima de 0,2 kPa.

El uso de valores elevados del ángulo de fricción, obtenidos para ciertas arenas densas, incrementa substancialmente el tiempo de computación.

8.3.2.3.4. Ángulo de dilatancia

Según el manual de Plaxis suelos arcillosos y limosos normalmente consolidados o poco sobreconsolidados tienden a mostrar bajos valores de dilatancia. En arenas la dilatancia depende en gran medida de la densidad y el ángulo de fricción. La dilatancia es una medida del cambio volumétrico de un material en estado plástico; si $\psi = 0$ no hay cambio de volumen, para $\psi > 0$ hay incremento de volumen y $\psi < 0$ implica una reducción del volumen.

8.4. CARACTERÍSTICAS DEL ANÁLISIS DINÁMICO

Con el fin de llevar a cabo un análisis dinámico con Plaxis, primero se han de especificar los datos de entrada: creación de un modelo geométrico, generación de la malla y las tensiones iniciales, seguido del proceso de cálculo donde se realiza la definición y ejecución de los cálculos y finalmente la evaluación de los resultados.

8.4.1. Datos de entrada (*Input program*)

8.4.1.1. Configuración general

En la configuración general del proyecto, figuras 8.4. y 8.5., el usuario define las condiciones básicas en las que se realizara el análisis dinámico. Siendo estas condiciones básicas las dimensiones del área de dibujo, las unidades básicas (para la longitud, la fuerza y el tiempo), el tipo de modelo y el tipo de elementos. Además de esto, el usuario puede introducir una componente de la aceleración independiente o considerar la aceleración de la gravedad por defecto ($9,8 \text{ m/s}^2$) en el calculo de las velocidades de onda.

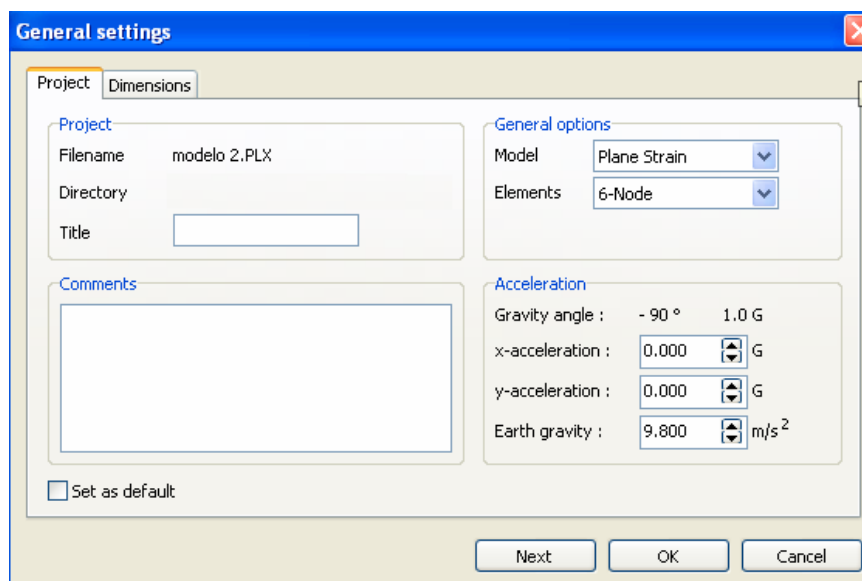


Figura 8.4. La ventana de configuración general del modelo en Plaxis.

8.4.1.1.1. Unidades

En un análisis dinámico las unidades son por defecto [s] para el tiempo, [m] para la longitud, y [kN] para la fuerza. En caso de ser necesario, estas unidades pueden ser cambiadas por el usuario, figura 8.5.

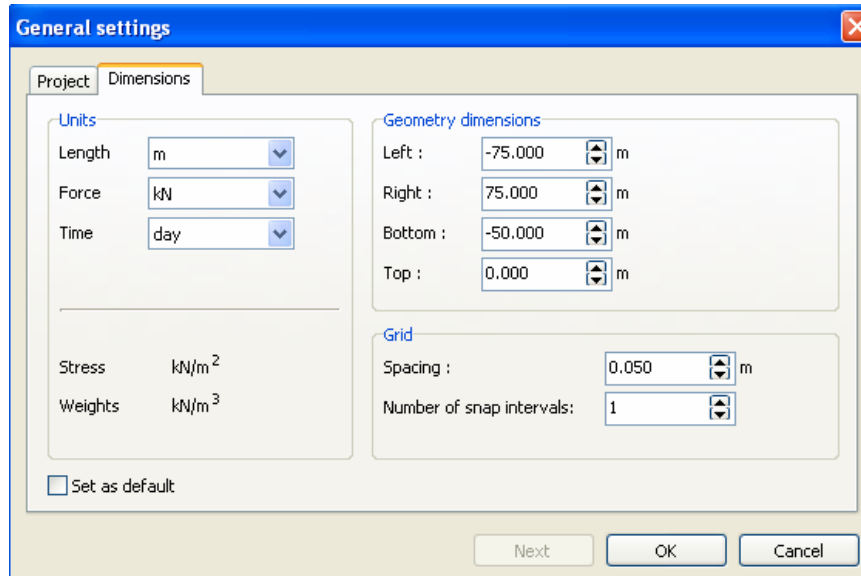


Figura 8.5. Pestañas dimensiones de la ventana de configuración general donde podemos escoger las unidades de trabajo.

8.4.1.1.2. Modelos

Los dos modelos utilizados en Plaxis son: el modelo de deformación plana y el modelo de simetría axial (figura 8.6.).

- El modelo de deformación plana se emplea para geometrías con sección transversal uniforme, donde tanto el estado de tensiones como la distribución de cargas es uniforme a lo largo de la dirección perpendicular a la sección transversal. Los desplazamientos y las deformaciones se consideran nulos en la dirección del eje z, mientras que las tensiones normales en la dirección del eje z si que son consideradas.
- El modelo de simetría axial se emplea para estructuras circulares con sección transversal, más o menos, uniforme y una distribución de cargas radial alrededor del eje central, donde las deformaciones y el estado de tensiones se supone idéntico en cualquier dirección radial. Cuando se emplee este modelo se deberá tener en cuenta que la coordenada x representa el radio y la coordenada y corresponde a la línea axial de simetría. Por este motivo no pueden emplearse valores de coordenada x negativa.

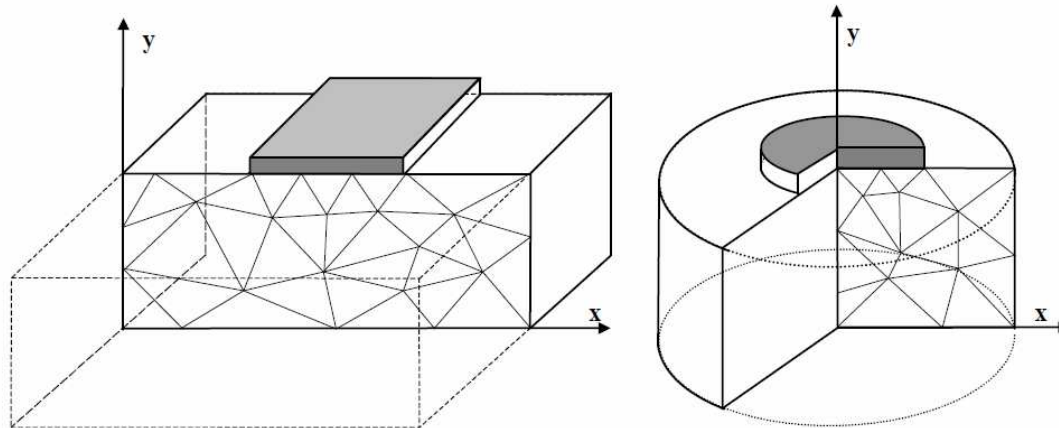


Figura 8.6. Ejemplos de modelo de deformación plana (izquierda) y de simetría radial (derecha) (Plaxis: Reference manual, 2008).

8.4.1.1.3. Elementos

El elemento triangular de 6 nodos es el elemento escogido por defecto para un análisis en 2D, tanto para modelos de deformación plana como de simetría axial. Proporciona una interpolación de segundo grado para los desplazamientos. La matriz de rigidez del elemento es evaluada mediante integración numérica empleando un total de tres puntos de tensión (figura 8.1).

El elemento triangular de 15 nodos también se utiliza para el análisis en 2D de modelos de deformación plana o de simetría axial. La matriz de rigidez del elemento es evaluada mediante integración numérica empleando un total de doce puntos de tensión (figura 8.1).



8.4.1.2. Modelo geométrico



Después de completar la configuración general el usuario tiene que crear un modelo de geometría 2D que represente el problema de interés. Un modelo geométrico está formado por puntos, líneas y clústers. Puntos y líneas son introducidos por el usuario, mientras que los clústers son generados por el programa. Además de estos componentes básicos, se pueden también asignar al modelo geométrico objetos estructurales o condiciones especiales.


8.4.1.2.1. Cargas y condiciones de contorno

Basándose en el problema en cuestión el usuario ha de seleccionar el valor de carga adecuada y las condiciones de contorno. El submenú de cargas en el programa de entrada (*input program*) permite escoger las siguientes opciones: cargas distribuidas, cargas puntuales y desplazamientos prescritos. Las cargas y desplazamientos prescritos se pueden definir en el modelo, así como los límites del modelo.

8.4.1.2.2. Cargas

El usuario escogerá aquellas condiciones de carga más adecuadas a la problemática a analizar. Las tracciones son cargas distribuidas que pueden ser aplicadas a líneas geométricas. Los valores de entrada de las tracciones se dan en unidades de fuerza por área (kPa). Hay disponibles dos sistemas de carga para tracciones:  (A) y  (B), los cuales pueden ser activados de forma independiente. Las cargas de tracción son controladas por los multiplicadores de carga (*load multipliers*): $MloadA(\sum MloadA)$ o $MloadB(\sum MloadB)$ respectivamente. La magnitud aplicada de las cargas durante el cálculo es el producto del valor introducido y el correspondiente multiplicador de carga (*load multiplier*).

Las fuerzas puntuales son fuerzas concentradas que actúan en un punto geométrico. Los valores de entrada de las fuerzas puntuales se dan en unidades de fuerza por unidad de longitud (kN/m). Existen dos sistemas de carga disponibles para fuerzas puntuales  (A) y  (B) que pueden ser activadas independientemente. Las fuerzas puntuales son controladas por los multiplicadores de carga (*load multipliers*): $MloadA(\sum MloadA)$ o $MloadB(\sum MloadB)$ respectivamente. La magnitud aplicada de las cargas durante el cálculo es el producto del valor introducido y el correspondiente multiplicador de carga (*load multiplier*).

Los desplazamientos prescritos  son condiciones que pueden ser impuestas en líneas geométricas y permiten controlar el desplazamiento de estas. Los valores de entrada de los desplazamientos prescritos se dan en metros (m). La magnitud de los desplazamientos prescritos es el producto del valor introducido y el correspondiente multiplicador de carga (*load multiplier*) $Mdispl(\sum Mdispl)$.

8.4.1.2.3. Condiciones del contorno

El usuario escogerá aquellas condiciones de contorno más adecuadas a la problemática a analizar.

8.4.1.2.3.1. Fijaciones (*Standard fixities*)

El software Plaxis impone, de forma automática, un conjunto de condiciones generales de contorno en el modelo geométrico definido. Estas condiciones de contorno pueden ser aplicadas (figura 8.7.) tanto a líneas geométricas como a puntos geométricos. Se puede distinguir entre una fijación horizontal ($u_x = 0$), fijación vertical ($u_y = 0$) y fijación total ($u_x = u_y = 0$). Las fijaciones son equiparables a desplazamientos prescritos de valor nulo.

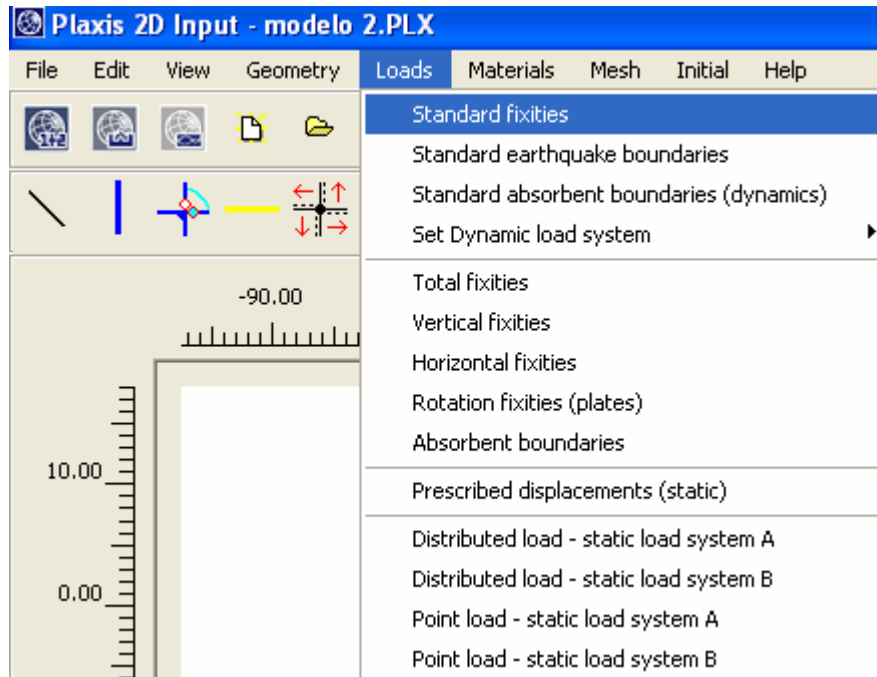


Figura 8.7. Ubicació de la opció *Standard fixities* en el menú *Loads* de Plaxis.

8.4.1.2.4. Contornos absorbentes

El usuario tiene que definir unos límites del modelo geométrico suficientemente alejados del área de interés o bien utilizar condiciones de contorno especiales (contornos absorbentes) (figura 8.8.) en los límites del modelo para evitar distorsiones debidas a las condiciones de contorno (Plaxis: Dynamic module, 2008). Sin estas condiciones especiales de contorno las ondas serían reflejadas en los límites del modelo, regresando al interior del modelo y alterando los resultados.

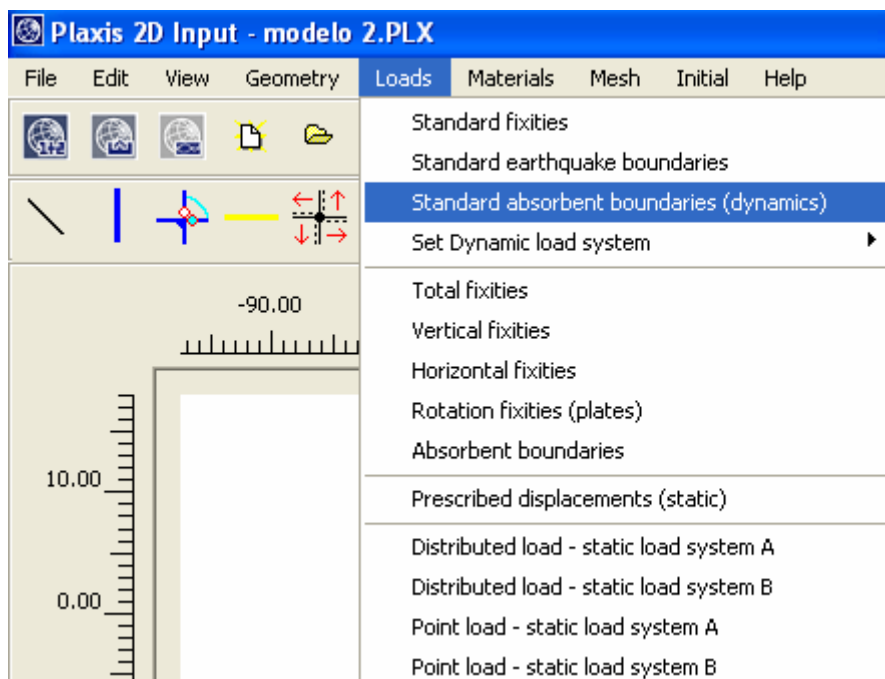


Figura 8.8. Ubicació de la opció *Standard absorbent boundaries* en el menú *Loads* de Plaxis.

8.4.1.3. Propiedades de los materiales

Una vez completada la geometría el usuario debe configurar los materiales, introduciendo el conjunto de parámetros que los definen. En Plaxis las propiedades del suelo y las propiedades materiales de las estructuras son almacenadas en bases de datos de materiales (figura 8.9.). Desde donde pueden ser asignados a los clústers del suelo o a los correspondientes objetos estructurales en el modelo geométrico.

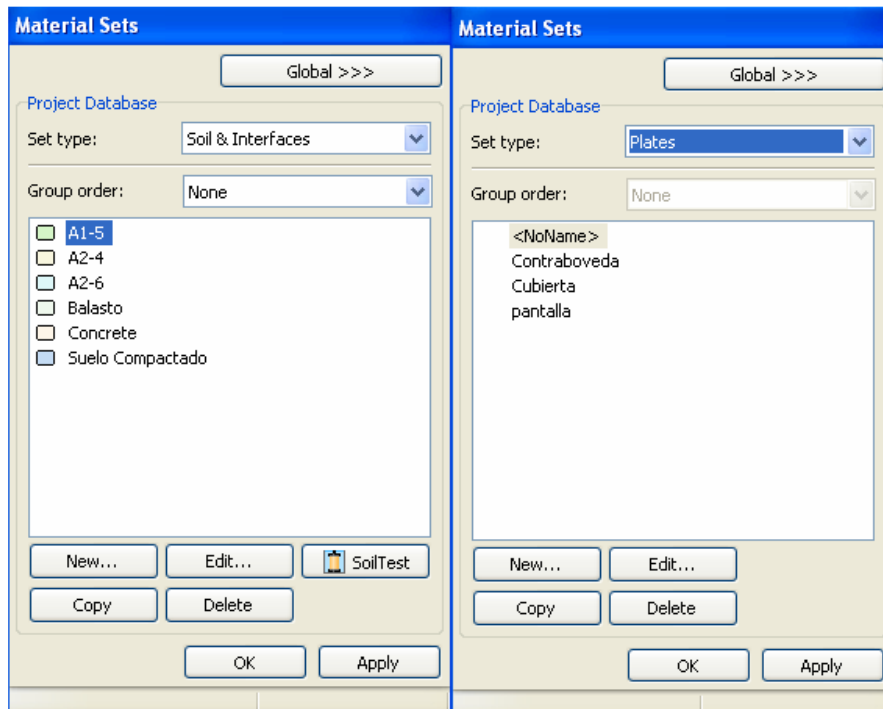


Figura 8.9. Bases de datos de materiales.

Al configurar las propiedades del suelo o suelos, el usuario tiene que seleccionar el modelo material del suelo que más se adecue a sus necesidades, basándose en las propiedades del suelo.

8.4.1.4. Generación de la malla

Una vez definida toda la geometría del modelo, con las propiedades de todos y cada uno de los componentes geométricos del modelo definidas se puede proceder a generar la malla, proceso que consiste en dividir el modelo en elementos finitos. El software Plaxis permite la generación automática de mallas de elementos finitos.

Los elementos básicos son el elemento triangular de 6 nodos y el de 15 nodos. La diferencia, entre ellos, radica en que una malla de elementos de 15 nodos contribuye a una distribución más refinada de los nodos y a su vez en unos resultados más exactos que los que obtendríamos con una malla similar compuesta por elementos de 6 nodos.

8.4.1.4.1. *Global coarseness*

El tipo de refinamiento global (*Global coarseness*) (figura 8.10.) de la malla puede escogerse entre las siguientes opciones: very coarse, coarse, medium, fine and very fine. El número de elementos generados y el tamaño promedio de éstos dependerá de la opción escogida.

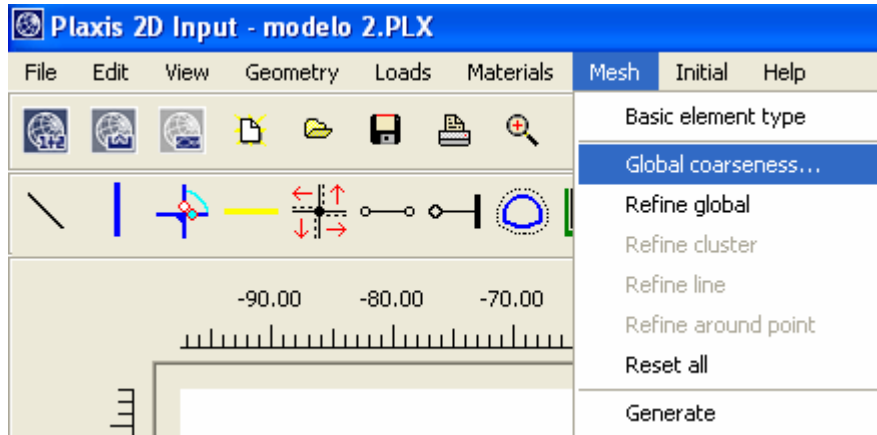


Figura 8.10. Ubicación de la opción *Global coarseness* en el menú *Mesh* de Plaxis.

8.4.1.5. Condiciones iniciales

Una vez creado el modelo geométrico y generada la malla (de elementos finitos) pueden especificarse el estado de tensiones inicial σ_{++} y de presiones intersticiales u_{++} . Las tensiones iniciales son generadas a partir del coeficiente de empuje de tierras K_0 , aplicando la fórmula de Jaky $(1 - \sin \phi)$. Las herramientas de Plaxis que permiten establecer estas condiciones iniciales se muestran en la figura 8.11.

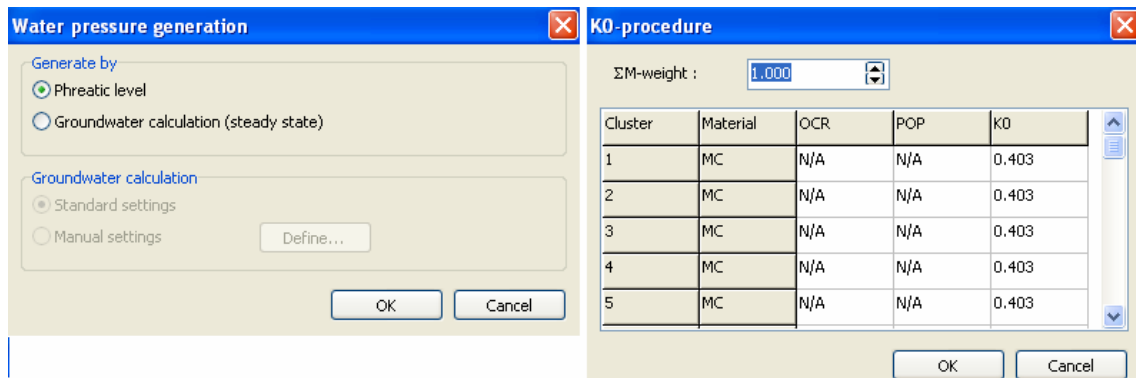


Figura 8.11. Ventanas de generación de presiones intersticiales (izquierda) y de estado de tensiones inicial aplicando la fórmula de Jaky (derecha) en Plaxis.

8.4.2. Cálculo dinámico

Una vez definidas la geometría, las condiciones de contorno, las características de la malla y las condiciones iniciales del modelo de elementos finitos, se puede proceder a ejecutar los cálculos por medio del programa de cálculo de Plaxis. Este programa de cálculo reúne todas las herramientas necesarias para definir e iniciar el proceso de


cálculo una vez introducidos los parámetros requeridos. En Plaxis el proceso de cálculo se divide en etapas y cada etapa está dividida, generalmente, en un número concreto de pasos de cálculo. Esto es necesario para poder modelar el comportamiento no lineal de los suelos, el cual exige la aplicación de las cargas mediante pequeños incrementos de carga (*load increments*).

8.4.2.1. Análisis dinámico

El cálculo dinámico se define escogiendo el análisis dinámico junto con el paso de tiempo automático. A continuación se explican algunos de los parámetros que definen el análisis dinámico:

- *Time stepping*: El paso de tiempo utilizado en el cálculo dinámico es constante y equivalente a $\delta t = \frac{t}{n \cdot m}$ donde t es la duración de la carga dinámica, n es el número de pasos adicionales y m es el número de subpasos dinámicos.
- *Time duration*: Para cada etapa de cálculo el usuario ha de especificar la duración de la carga dinámica. El tiempo final estimado es calculado automáticamente al añadir la duración de cada una de las etapas consecutivas.
- *Additional steps*: Plaxis almacena los resultados del cálculos en varios pasos. Por defecto el número de pasos adicionales es 100 pero el usuario puede introducir cualquier valor entre 1 y 250 en el programa de cálculo.
- *Dynamic substeps*: Para cada paso adicional, Plaxis puede calcular el número de subpasos necesarios para alcanzar el tiempo real estimado con la suficiente exactitud en base a la malla generada y el paso de tiempo calculado (δt_{crit}). El paso de tiempo utilizado en el cálculo debe ser inferior al paso de tiempo calculado ($\delta t < \delta t_{crit}$). Para δt_{crit} ver la ecuación ().
- *Dynamic loads*: En Plaxis una carga dinámica puede estar definida por una carga armónica, una carga bloque o una carga definida por el usuario (fichero ASCII o un fichero SMC en el caso de un modelo sísmico). La introducción de las cargas dinámicas se realiza desde el programa de entrada, y es similar al empleado para cargas estáticas (cargas puntuales y cargas distribuidas en sistemas A y B o desplazamientos prescritos). Una vez configurada la carga dinámica en el programa de entrada procederemos a activarlas mediante los multiplicadores de carga dinámica.

En el caso de querer trabajar con registros de acelerómetros, existe la posibilidad de cargar el fichero con la señal digital en Plaxis. El fichero ha de estar en formato ASCII o en formato SMC.

Para ello se define previamente, en el programa de entrada, un sistema de cargas o desplazamientos prescritos que configuraremos como carga dinámica desde el menú *Loads* (figura 8.12.). A posterior, desde el programa de cálculo, se activa la carga dinámica mediante los multiplicadores de cargas dinámicas que aparecen al escoger el análisis dinámico. Haciendo click en , símbolo que aparece a la derecha de los multiplicadores ($\sum Mdisp, \sum MloadA, \sum MloadB$), se pueden definir los parámetros de las cargas o cargar un multiplicador de cargas dinámicas desde un fichero ASCII o SMC.

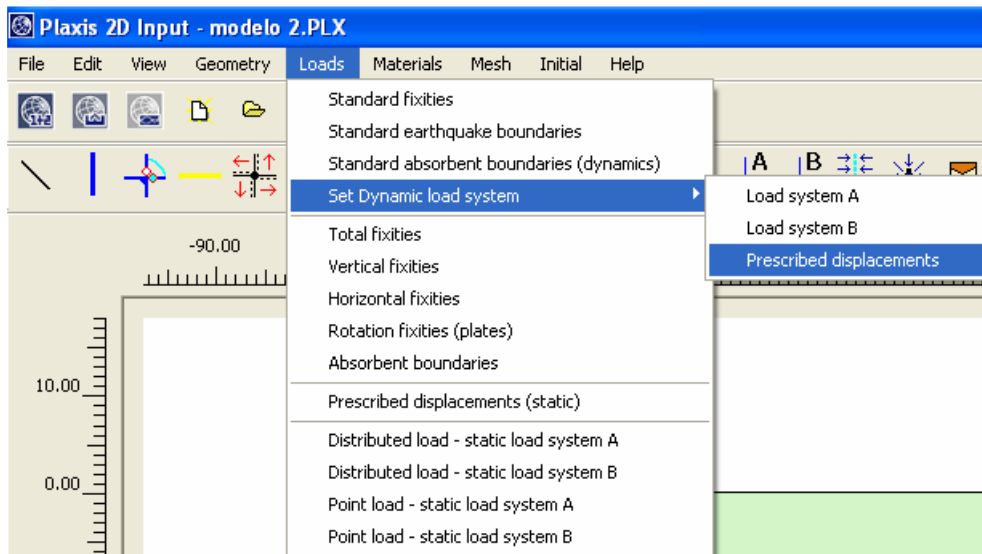


Figura 8.12. Ubicación de la opción *Set Dynamic load system* en el menú *Loads* de Plaxis.

En caso de haber escogido como carga dinámica unos desplazamientos prescritos, podremos escoger entre cargar un fichero de desplazamientos, velocidades o aceleraciones. Las velocidades o aceleraciones son convertidas en desplazamientos en el programa de cálculo teniendo en cuenta el paso de tiempo y el método de integración.

La carga activa empleada por el cálculo dinámico es el producto del valor de entrada de la carga, introducido en el programa de entrada y el correspondiente multiplicador de cargas dinámicas.

8.4.2.2. Gráficos (Programa *Curves*)

Una vez definidas las etapas de cálculo e introducidos todos los parámetros dinámicos y antes de iniciar el proceso de cálculo se han de escoger aquellos puntos de interés donde se desee generar las curvas (carga-desplazamiento, desplazamiento-tiempo, trayectoria de tensiones, etc.). Estos puntos pueden ser nodos o puntos de tensión en función de los intereses del usuario.

Una vez definidas todas las etapas y escogido los puntos para las curvas se puede iniciar el proceso de cálculo. Durante el cálculo se almacenará toda la información sobre estos puntos para que una vez concluido el cálculo se puedan analizar las curvas.

8.4.3. Resultados de salida (output step)

Los principales resultados del cálculo son los desplazamientos en los nodos y las tensiones en los puntos de tensión. Por otro lado cuando el modelo incluye elementos estructurales se obtienen las fuerzas estructurales que actúan en estos elementos. El amplio conjunto de prestaciones de Plaxis permite la representación de los resultados generados a partir de los datos de entrada en el proceso de cálculo:

- Desplazamientos totales
- Deformaciones totales
- Tensiones totales
- Tensiones efectivas totales
- Aceleraciones
- Velocidades

En el programa de curvas a parte de los gráficos tradicionales también pueden representarse la velocidad, la aceleración y el desplazamiento en función del tiempo. Para ello hemos de escoger los puntos de interés por medio de la opción *Select points for curves* en el programa de cálculo.

También es posible la transformación del dominio temporal al dominio frecuencial aplicando la *Fast Fourier Transform* (FFT). Esto puede hacerse seleccionando la opción *Chart* del menú *Format* o haciendo click en *Chart settings* en la barra de herramientas. En la ventana de *Chart settings* puede escogerse la opción de use *frequency representation (spectrum)* y uno de los tres tipos de espectro:

- Frecuencia estándar (Hz)
- Frecuencia angular (rad-s)
- Periodo (s)

Haciendo click en el botón *Ok* la curva temporal existente se transforma en un espectro de frecuencias.

Capítulo 9. MODELIZACIÓN NUMÉRICA CON PLAXIS

9.1. DATOS DE ENTRADA

En este capítulo se describen los pasos seguidos en la creación de un único modelo del terreno capaz de modelar los tres casos de estudio siguientes: vía con traviesas apoyadas en balasto, vía con traviesas apoyadas sobre losa no flotante y vía con traviesas dispuestas sobre un material de baja rigidez.

9.1.1. Opciones Generales

En el apartado de opciones generales, de la configuración general de Plaxis, se ha escogido para el cálculo un modelo de deformación plana (*plain strain*), el cual se ha considerado adecuado para los tres modelos al considerar que las propiedades del túnel, la vía férrea y los materiales que conforman el subsuelo no varían en la longitudinal, eje z.

Para la malla de elementos finitos se han escogido elementos triangulares de 6 nodos. El motivo principal ha sido que el análisis se centra en la propagación en superficie, para el cual una discretización de este tipo se ha considerado suficiente, además de la economía de tiempo de cálculo obtenida.

9.1.2. Modelo geométrico

Las dimensiones del modelo geométrico, de las tres secciones, viene definido por los siguientes puntos:

- Esquina superior izquierda: (-75, 0)
- Esquina superior derecha: (75, 0)
- Esquina inferior izquierda (-75, -50)
- Esquina inferior derecha: (75, -50)

Una vez definido el modelo se han definido e incluido los modelos de cada suelo, las pantallas, la cubierta y la contrabóveda del túnel, siguiendo el esquema de la figura 9.1.

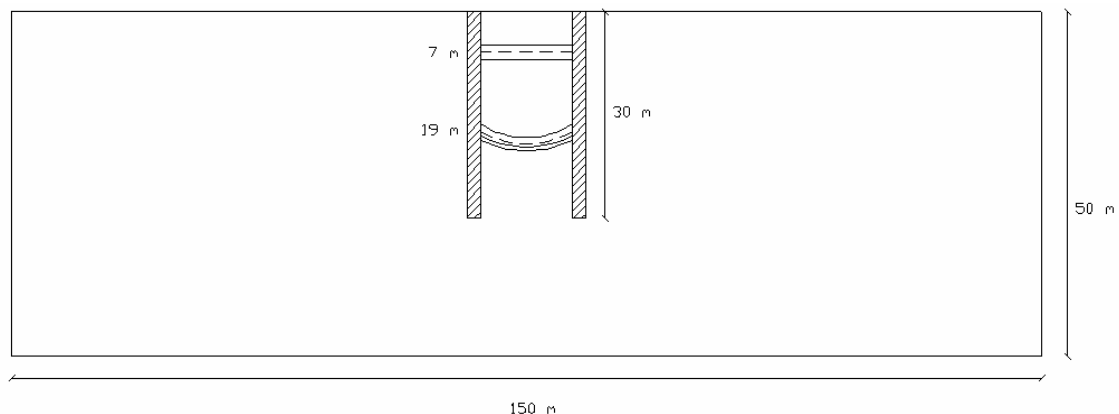


Figura 9.1. Esquema del modelo con la sección del túnel en el centro.

9.1.3. Parámetros suelo

Los parámetros de los suelos empleados se definen en la tabla 9.1.

Suelo	Modelo	Tipo	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E [kN/m ²]	ν	c [kN/m ²]	ϕ [°]	ψ [°]	α_R	β_R
A24	Mohr-Coulomb	undrained	2,000	2,040	370.997	0,45	0,2	36,68	-	0,459	0,001
A15	Mohr-Coulomb	undrained	1,900	1,960	405.739	0,45	0,2	34,01	-	1,226	0,000
A26	Elástico Lineal	undrained	1,790	1,825	584.930	0,45	-	-	-	1,357	0,000
Balasto	Mohr-Coulomb	drained	2,092	2,200	200.000	0,30	1,000	31,00	22,50	0,125	0,000
Losa	Elastic-linear	drained	2,400	2,600	27.000.000	0,17	-	-	-	0,600	0,001
Baja rigidez	Elastic linear	drained	2,092	2,200	20.000	0,30	-	-	-	0,125	0,000

Tabla 9.1. Parámetros de cada uno de los suelos empleados en la modelación.

9.1.4. Propiedades objetos estructurales

Las propiedades materiales de los objetos estructurales se definen en la tabla 9.2.

Objeto	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	d [m]	w [kN/m/m]	ν [-]	Mp [kNm/m]	Np [kN/m]	α_R	β_R
Pantalla	22.800.000	1.220.000	0,8	20	0,2	1,00E+15	1,00E+15	0	0
Cubierta	28.600.000	2.380.000	1	25	0,2	1,00E+15	1,00E+15	0	0
Contrabóveda	22.800.000	1.220.000	0,8	20	0,2	1,00E+15	1,00E+15	0	0

Tabla 9.2. Propiedades materiales de los objetos estructurales.

9.1.5. Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno aplicadas son:

- *Standard fixities*: en la base del modelo se cumple la condición de desplazamiento nulo en la horizontal y en la vertical ($u_x=0$ y $u_y=0$) y en los límites laterales se cumple la condición de desplazamiento nulo en la horizontal ($u_x=0$ y $u_y=$ libre).
- *Absorbent boundaries*: eliminan la distorsión de los resultados que puede ocasionar la reflexión de las ondas en los contornos del modelo.
- *Prescribed displacements*: emulan la carga dinámica transmitida por el paso del ferrocarril en el balasto.

9.2. CONDICIONES INICIALES

Las condiciones iniciales aplicadas son:

La cota del nivel freático la suponemos a -50 metros, ya que queremos centrar el estudio en la propagación de las vibraciones en un medio sólido.

El estado inicial de tensiones se ha definido mediante la fórmula de Jaky.

9.3. PROGRAMA DE CÁLCULO

Las siguientes fases han sido definidas:

- Análisis plástico:
1. Activación pantallas.
 2. Excavación clústers sobre cubierta.
 3. Activación cubierta.
 4. Excavación sección del túnel.
 5. Activación contraboveda.
 6. Activación materiales de la vía y los clústers sobre cubierta.
 7. Activar desplazamientos prescritos en vía.
- Análisis dinámico:
1. Cargar acelerograma.
 2. Elección del número de additional steps y substeps.

Ejecución del cálculo.

Es importante a la hora de activar los desplazamientos prescritos, conocer las unidades del acelerograma. El módulo dinámico de Plaxis asume que los datos, de aceleraciones, cargados están expresados en unidades de cm/s^2 . Cuando no sea así, en nuestro caso por ejemplo, se han de modificar las unidades que aparecen por defecto al activar los desplazamientos prescritos, cambiando el valor de -1.00 metros a -0.01 metros.

Capítulo 10. RESULTADOS Y CONCLUSIONES

10.1. INTRODUCCIÓN

A continuación analizamos la propagación de las ondas en superficie generadas por el tráfico de un ferrocarril subterráneo mediante la herramienta Plaxis. El análisis consiste en comparar tres modelos de subsuelo y el efecto que tiene la estratificación y los coeficientes de amortiguación de Rayleigh (α_R y β_R) en la atenuación de las vibraciones. Para ello se analizan los resultados en tres puntos de la superficie, alejados 3, 15 y 35 metros del eje longitudinal del túnel.

Los resultados son presentados como aceleraciones, velocidades y desplazamientos en el dominio temporal.

10.2. RESULTADOS

10.2.1. Aceleraciones

En la figura 10.1 mostramos el registro de aceleraciones verticales aplicado en la traviesa simulando el paso del ferrocarril.

En la figura 10.2 aparece el histórico de aceleraciones calculado por Plaxis para un punto bajo la traviesa. Como se puede ver la amplitud de las aceleraciones ha disminuido (aceleración máxima de $0,015 \text{ m/s}^2$), aunque sigue guardando un gran parecido con la señal mostrada en la figura 10.1.

El registro de aceleraciones calculado para un punto de la superficie ubicado a una distancia de 3 metros del eje del túnel (ver figura 10.3) se aprecia una mayor atenuación de las aceleraciones para los modelos 1 y 3. A diferencia del modelo 2, que presenta aceleraciones máximas superiores a $0,01 \text{ m/s}^2$.

Para las aceleraciones calculadas en dos puntos alejados 15 y 35 metros (figuras 10.4 y 10.5 respectivamente) del túnel la relación anterior entre los modelos se mantiene.

10.2.2. Velocidades

En la figura 10.6 aparece el histórico de velocidades calculado por Plaxis para un punto bajo la traviesa. Podemos apreciar un incremento importante de la amplitud de las velocidades a partir de los 15 segundos, alcanzándose amplitudes superiores a $0,006 \text{ m/s}$.

En los históricos de velocidades calculados para puntos alejados 3, 15 y 35 metros del eje del túnel, representados por las figuras 10.7, 10.8 y 10.9, se observa una amplificación importante de la amplitud de las velocidades del modelo 2 poco antes de los 5 segundos de ensayo frente a la atenuación para el mismo tiempo que presentan los modelos 1 y 3. No se aprecia una variación de la velocidad significativa para estas

distancias. En el modelo 1 (figura 10.10) las amplitudes de velocidad obtenidas pueden presentar picos de 0,0003 m/s aunque la mayoría se sitúa por debajo de 0,0001 m/s. En el modelo 2 (figura 10.11) las amplitudes observadas son similares a las observadas en la figura 10.6 para un punto bajo la traviesa.

Lo mismo se aplica para el modelo 3 (figura 10.12) ya que las amplitudes de velocidad obtenidas pueden presentar picos de 0,00012 m/s aunque la mayoría se sitúa por debajo de 0,00004 m/s.

10.1.3. Desplazamientos

En la figura 10.13 aparece el histórico de desplazamientos calculado por Plaxis para un punto bajo la traviesa. Podemos apreciar un incremento importante de la amplitud de los desplazamientos a partir de los 5 segundos, alcanzándose amplitudes próximas a 0,1 m.

En el modelo 1 (figura 10.14) se registran desplazamientos de hasta 0,0002 m. Para el modelo 2 (figura 10.15) los desplazamientos registrados muestran un pico próximo a 0,1 m y para el modelo 3 (figura 10.16) se registran desplazamientos de hasta 0,0004 m.

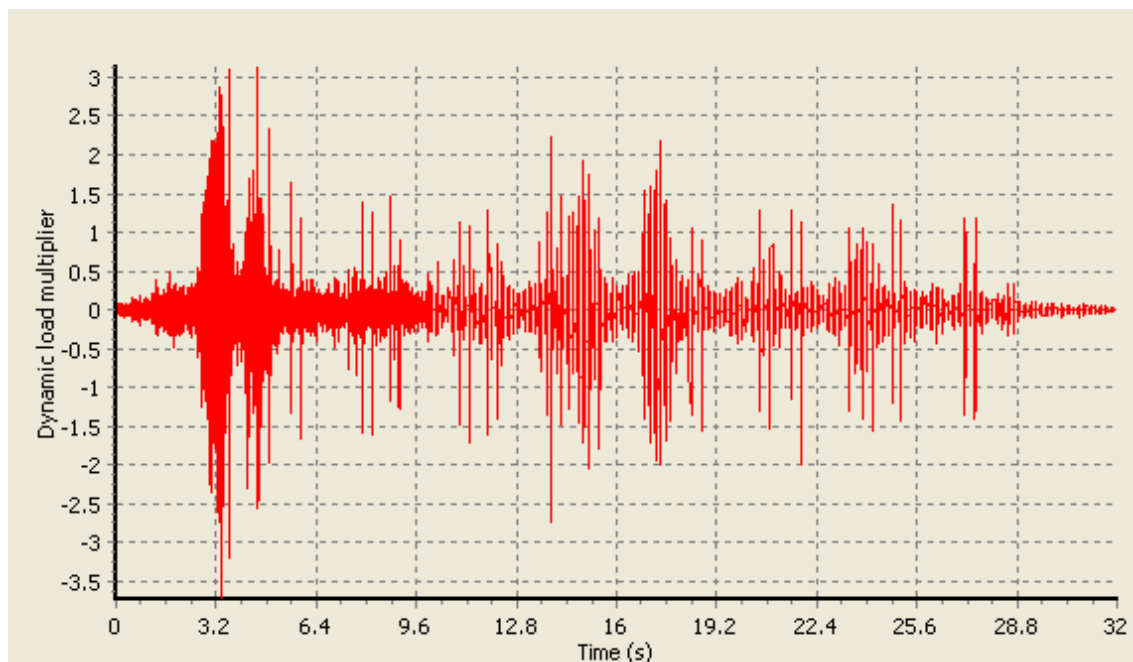


Figura 10.1. Registro de aceleraciones verticales aplicado en la traviesa.

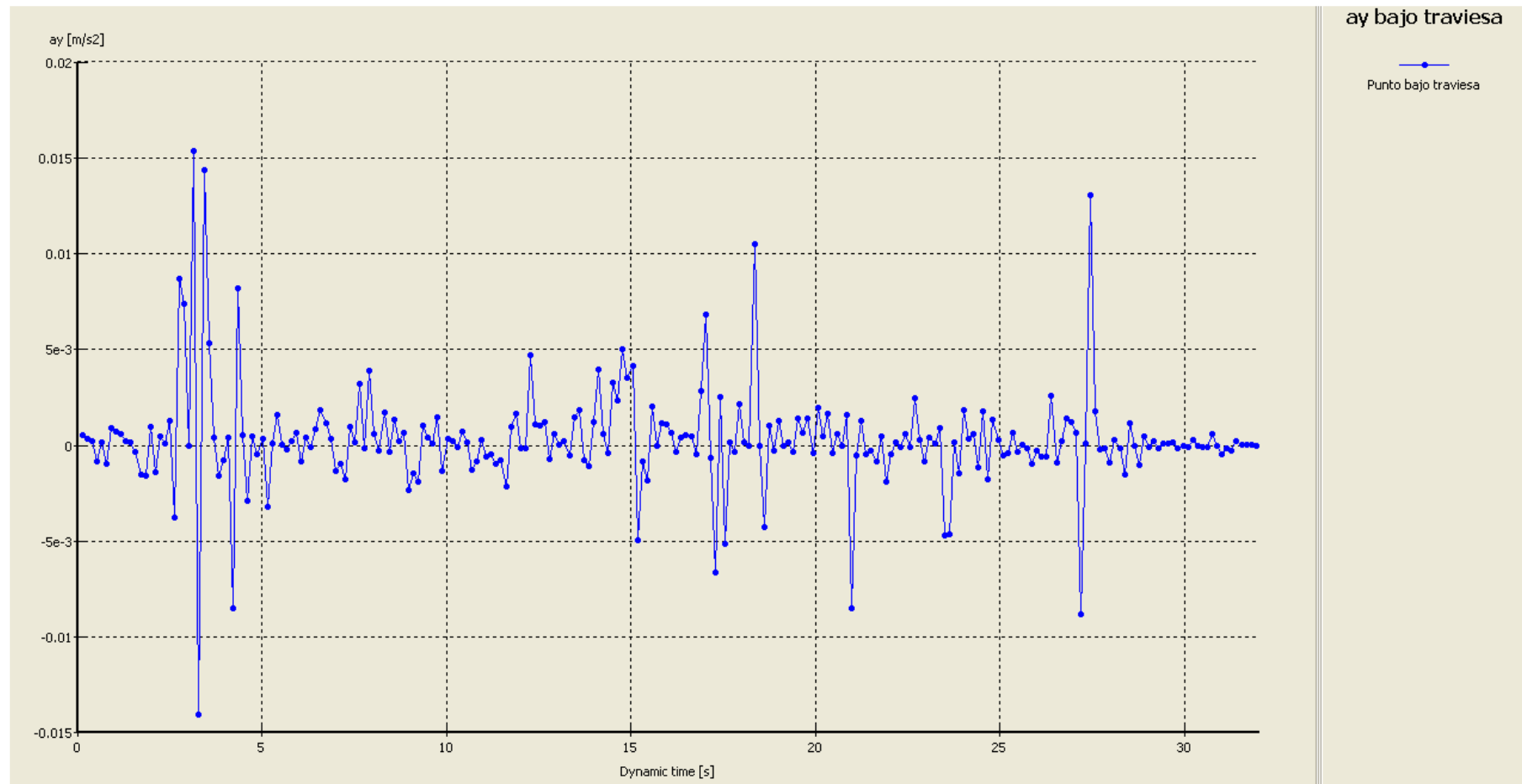


Figura 10.2. Aceleraciones verticales calculadas por Plaxis en un punto bajo la traviesa.

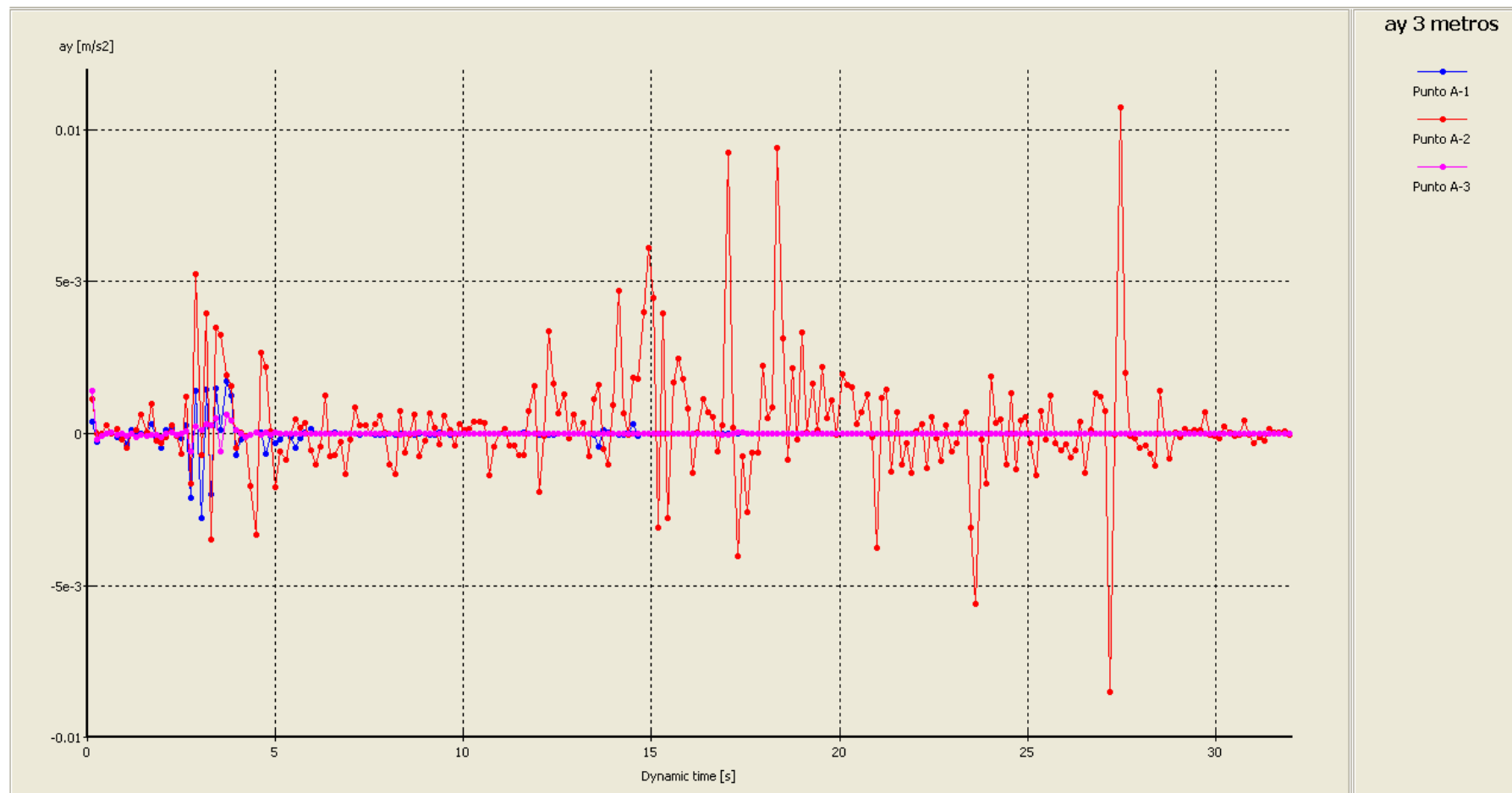


Figura 10.3. Aceleraciones verticales calculadas por Plaxis en un punto, en superficie, alejado 3 metros del eje del túnel.

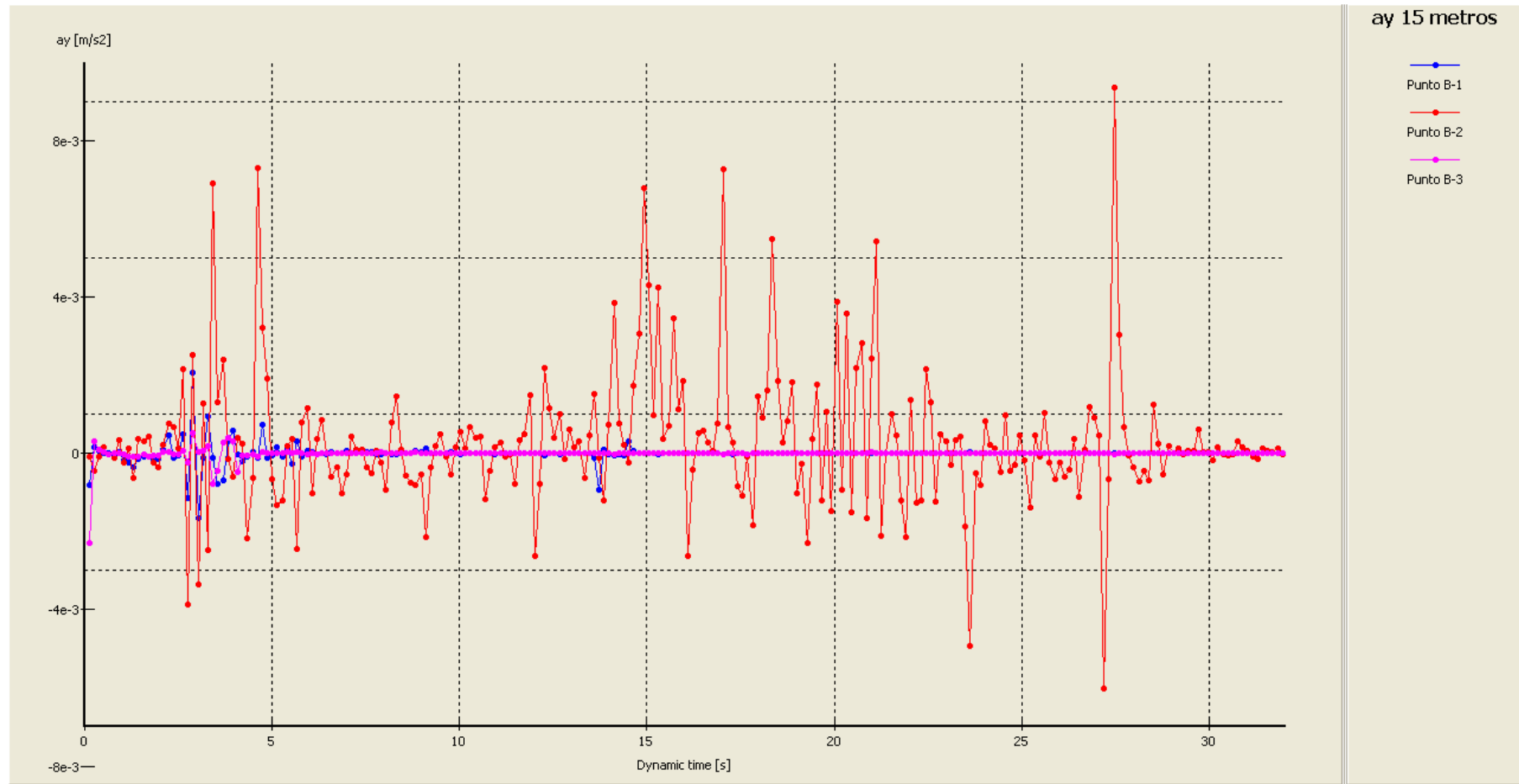


Figura 10.4. Aceleraciones verticales calculadas por Plaxis en un punto, en superficie, alejado 15 metros del eje del túnel.

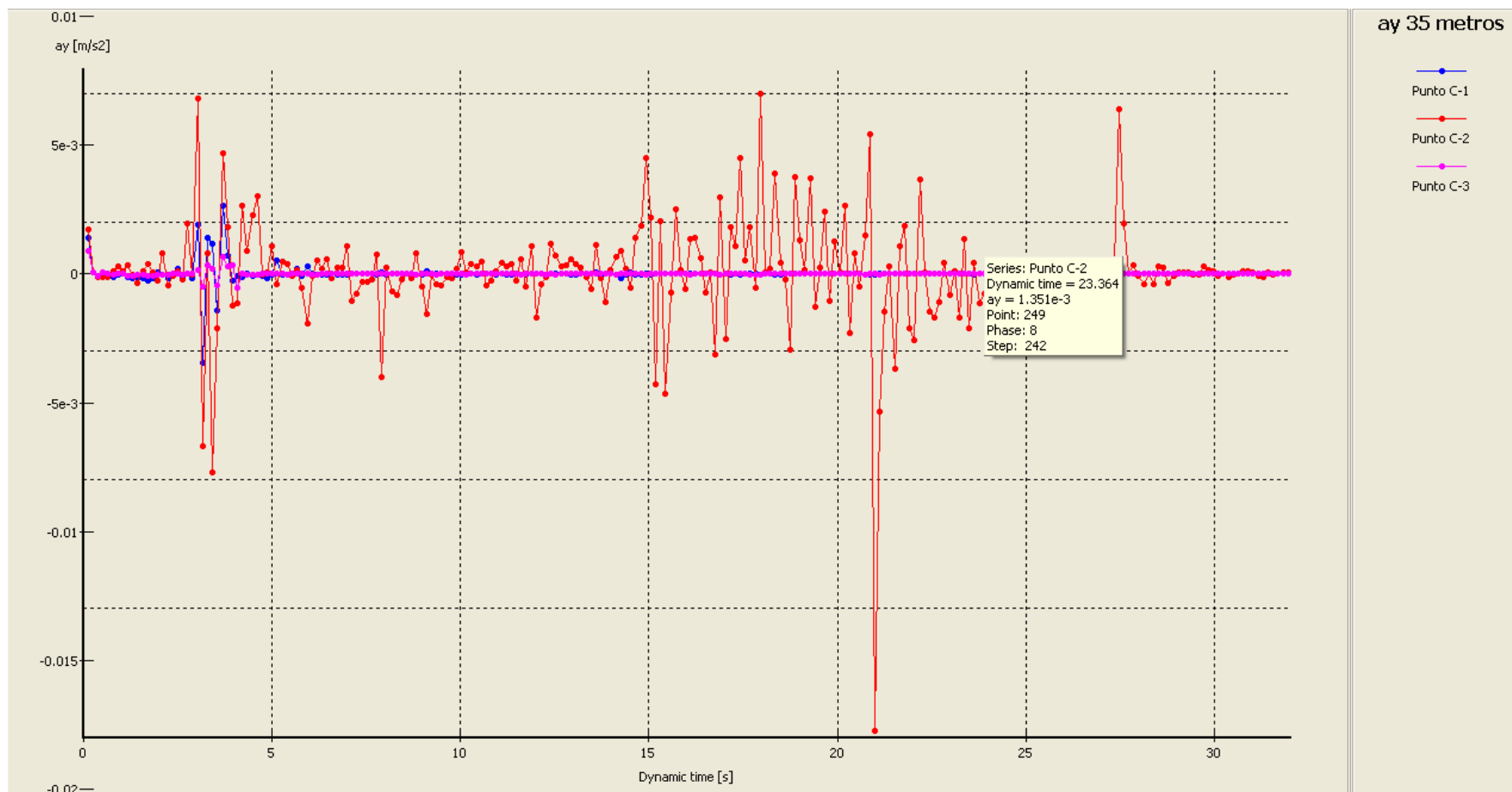


Figura 10.5. Aceleraciones verticales calculadas por Plaxis en un punto, en superficie, alejado 35 metros del eje del túnel.

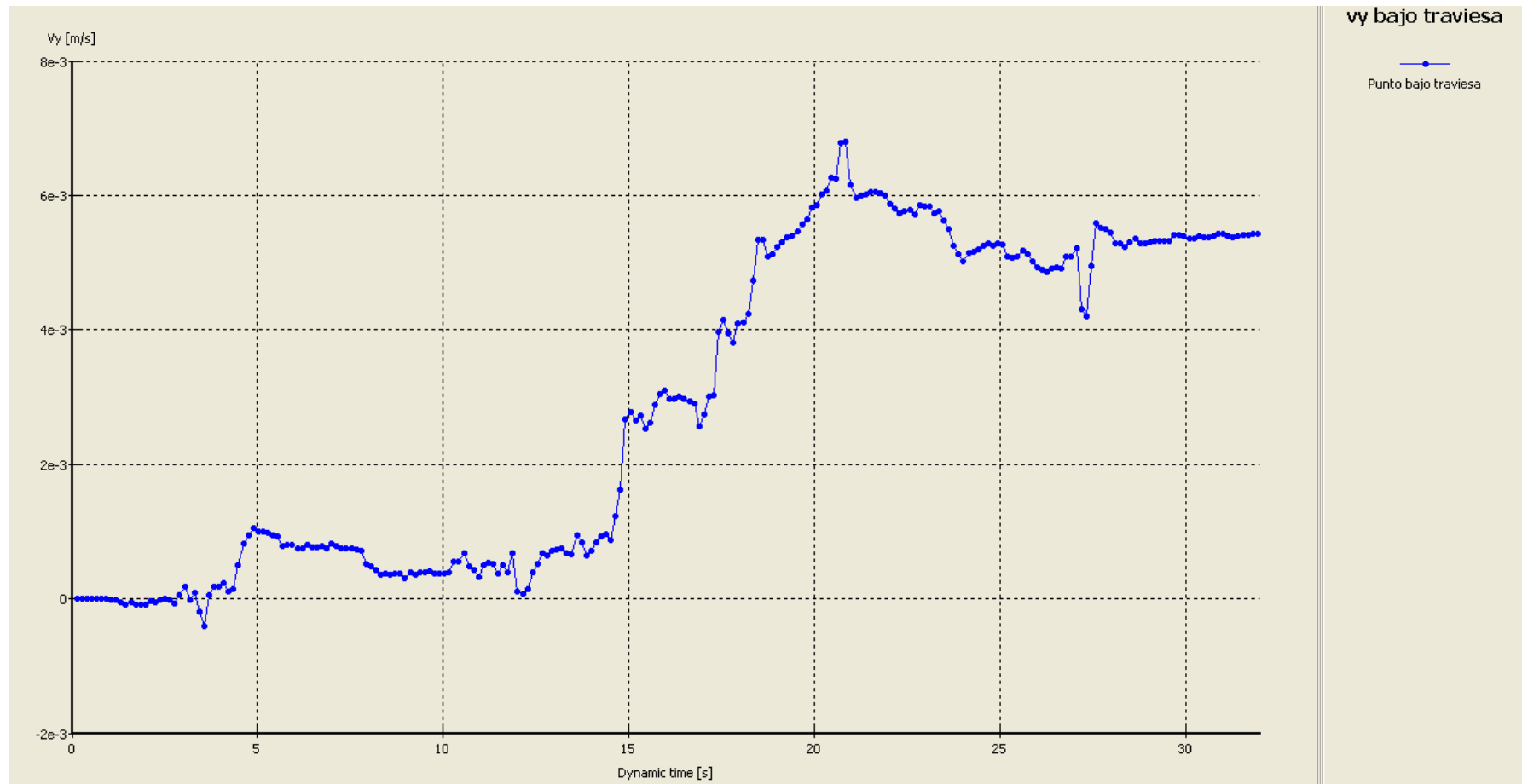


Figura 10.6. Velocidades verticales calculadas por Plaxis en un punto bajo la traviesa.

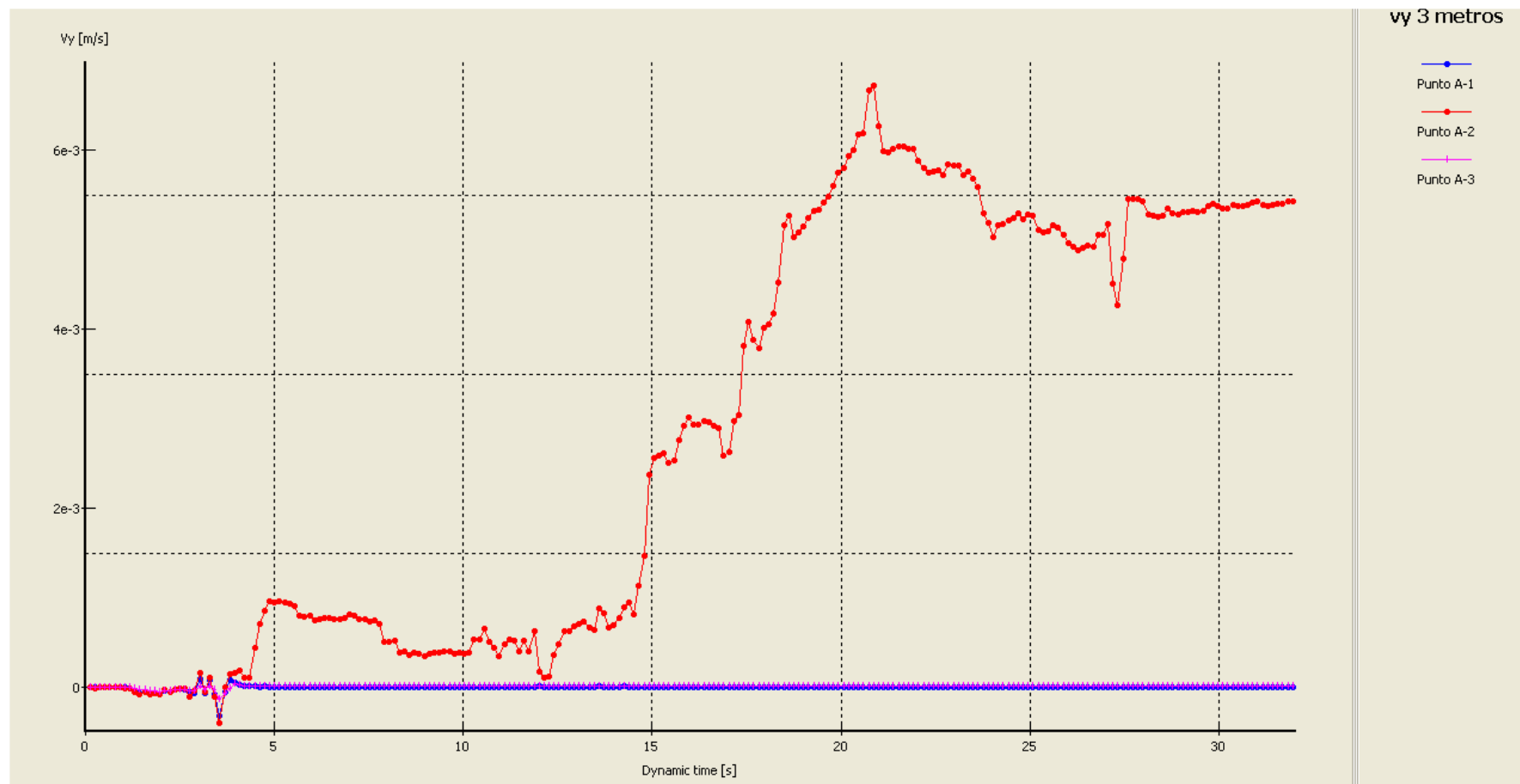


Figura 10.7. Velocidades verticales calculadas por Plaxis en un punto, en superficie, alejado 3 metros del eje del túnel.

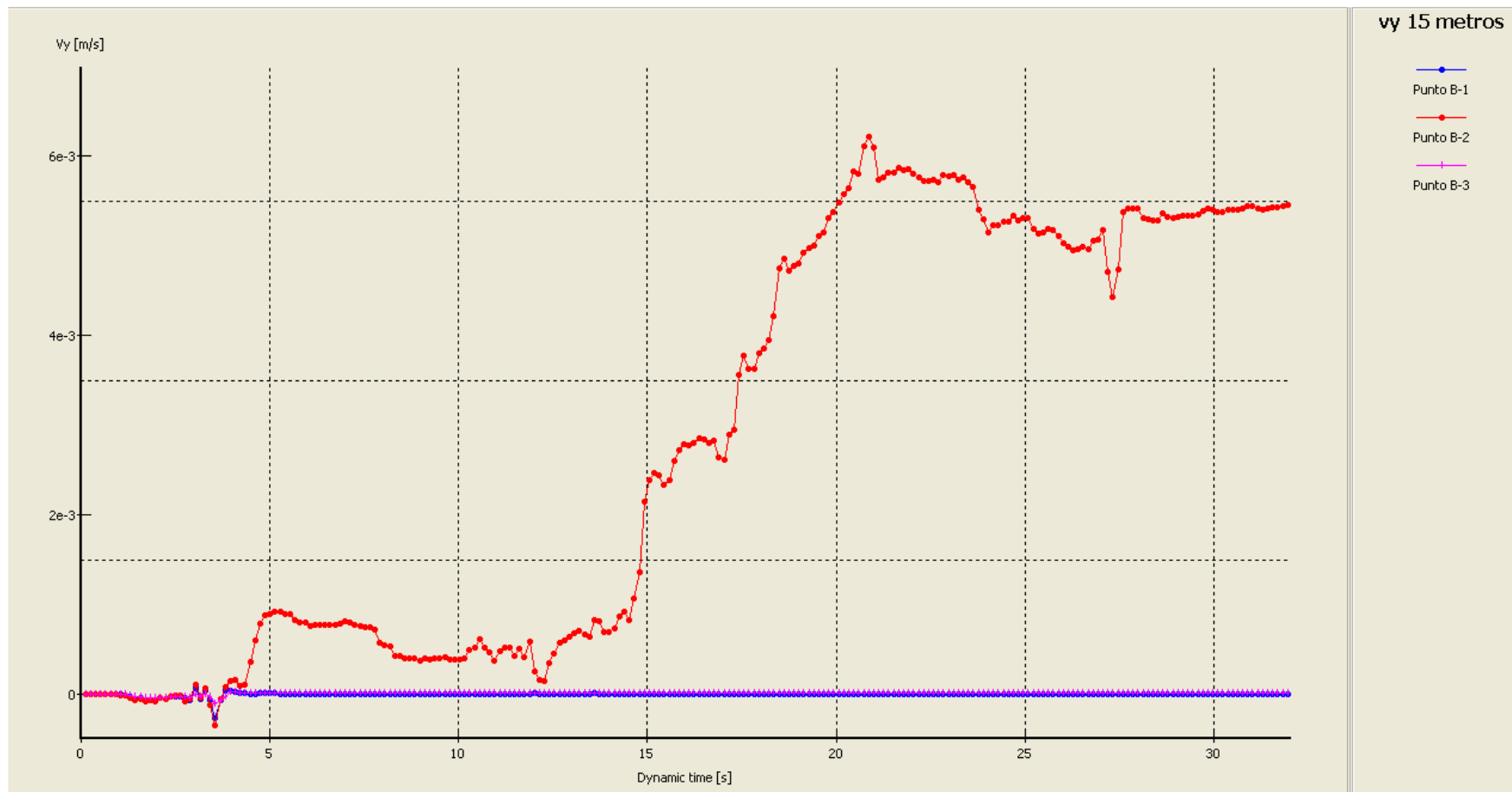


Figura 10.8. Velocidades verticales calculadas por Plaxis en un punto, en superficie, alejado 15 metros del eje del túnel.

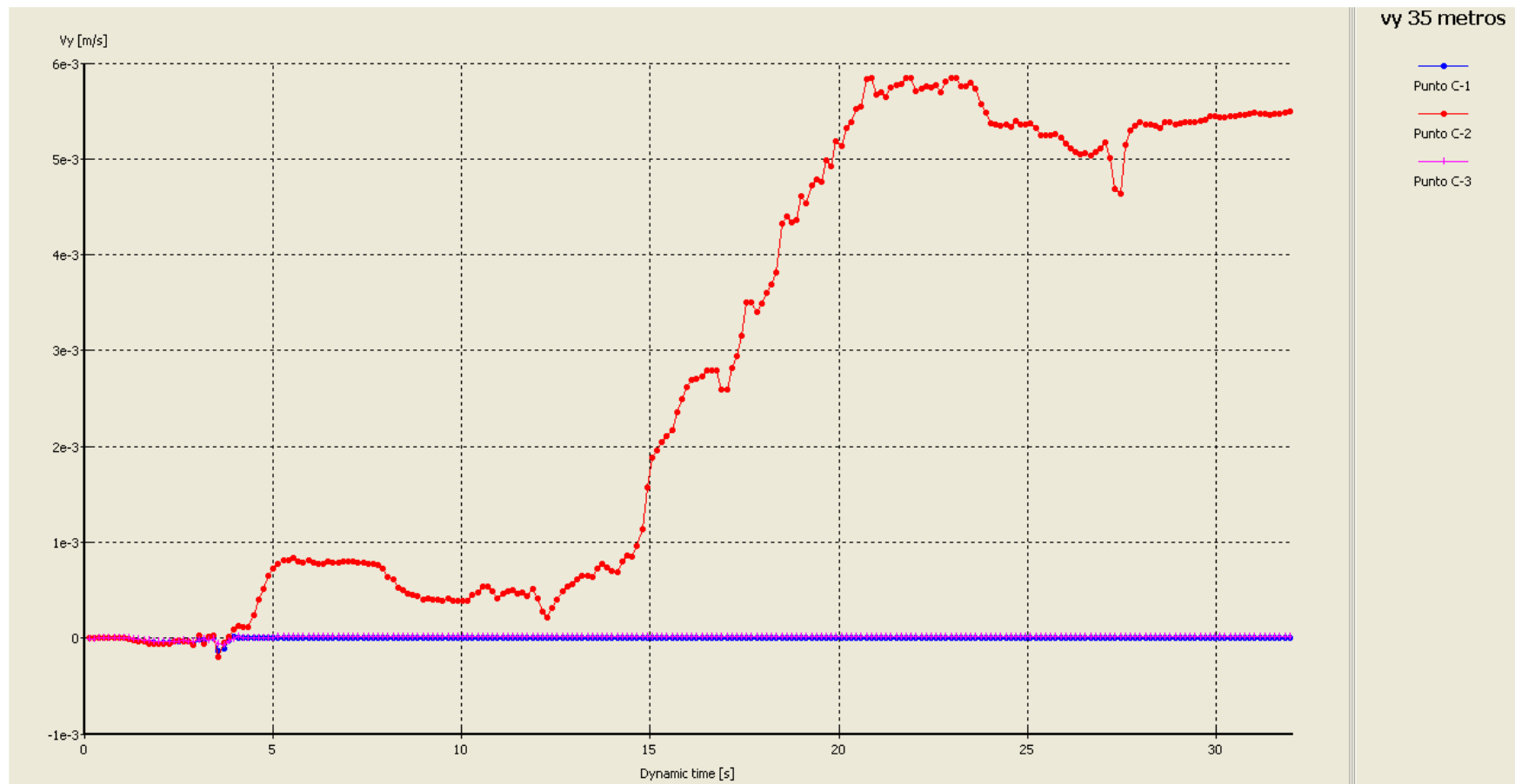


Figura 10.9. Velocidades verticales calculadas por Plaxis en un punto, en superficie, alejado 35 metros del eje del túnel.

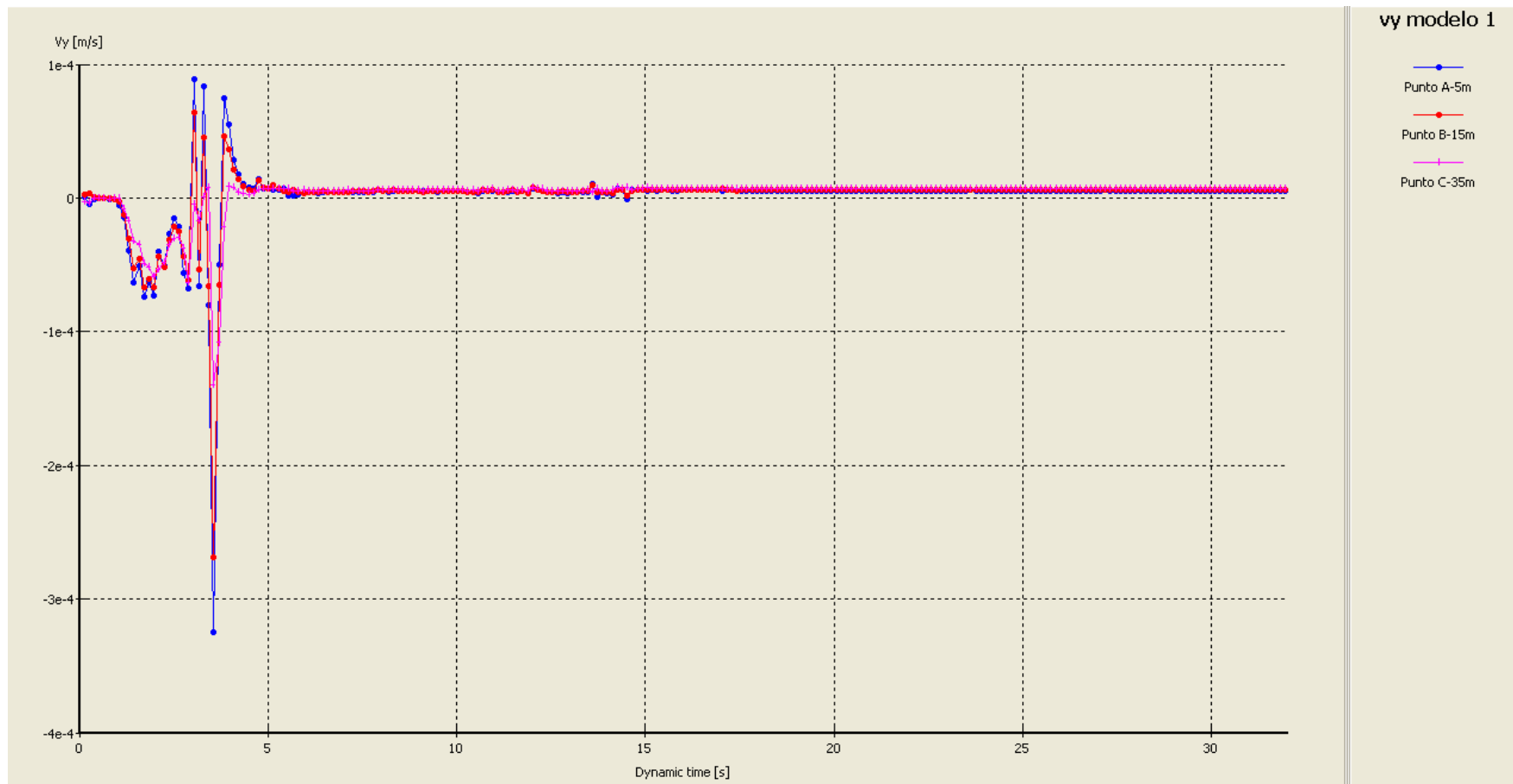


Figura 10.10. Velocidades verticales calculadas por Plaxis para el modelo 1: traviesas sobre balasto.

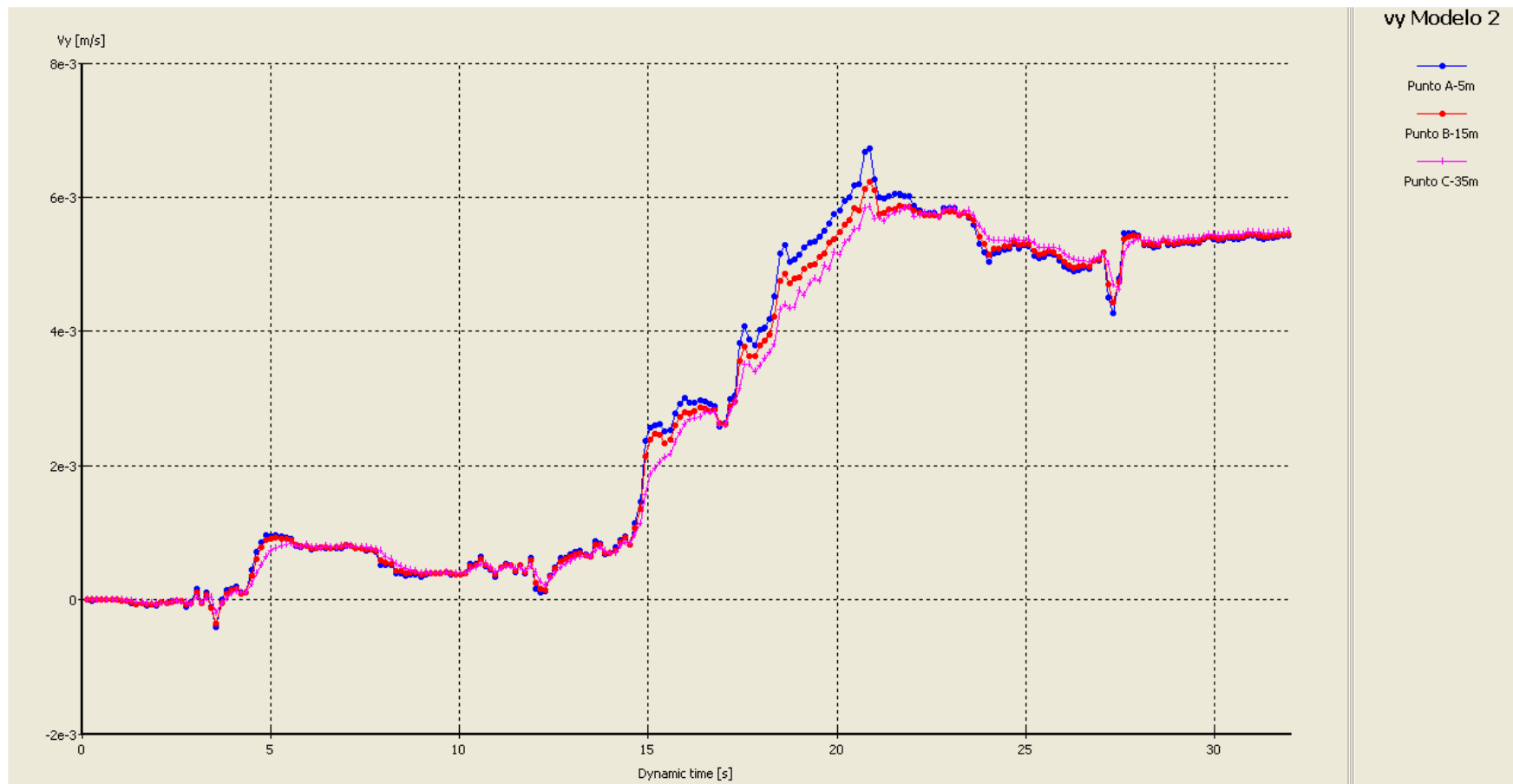


Figura 10.11. Velocidades verticales calculadas por Plaxis para el modelo 2: traviesas sobre losa de hormigón.

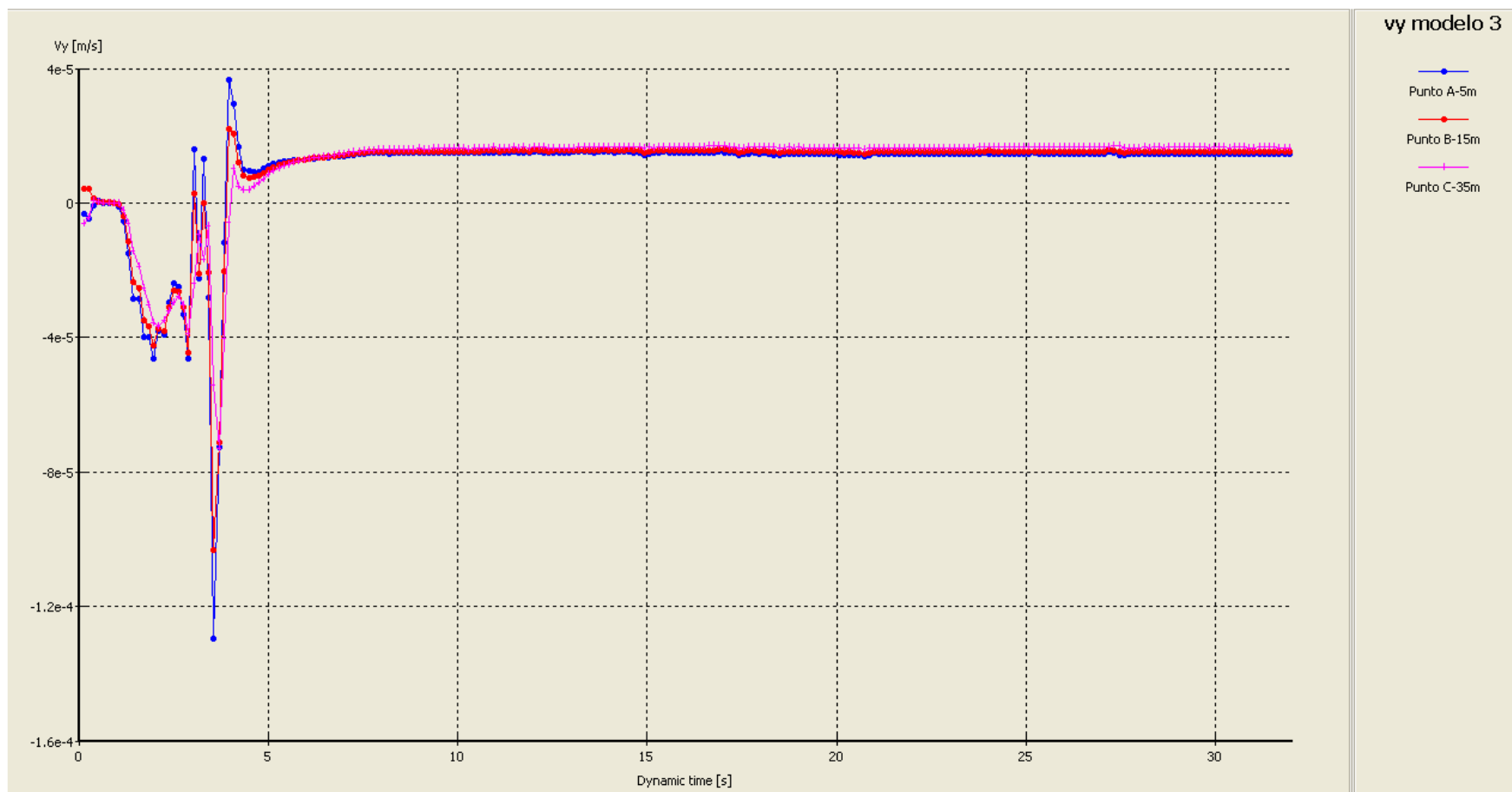


Figura 10.12. Velocidades verticales calculadas por Plaxis para el modelo 3: traviesas sobre material de baja rigidez.

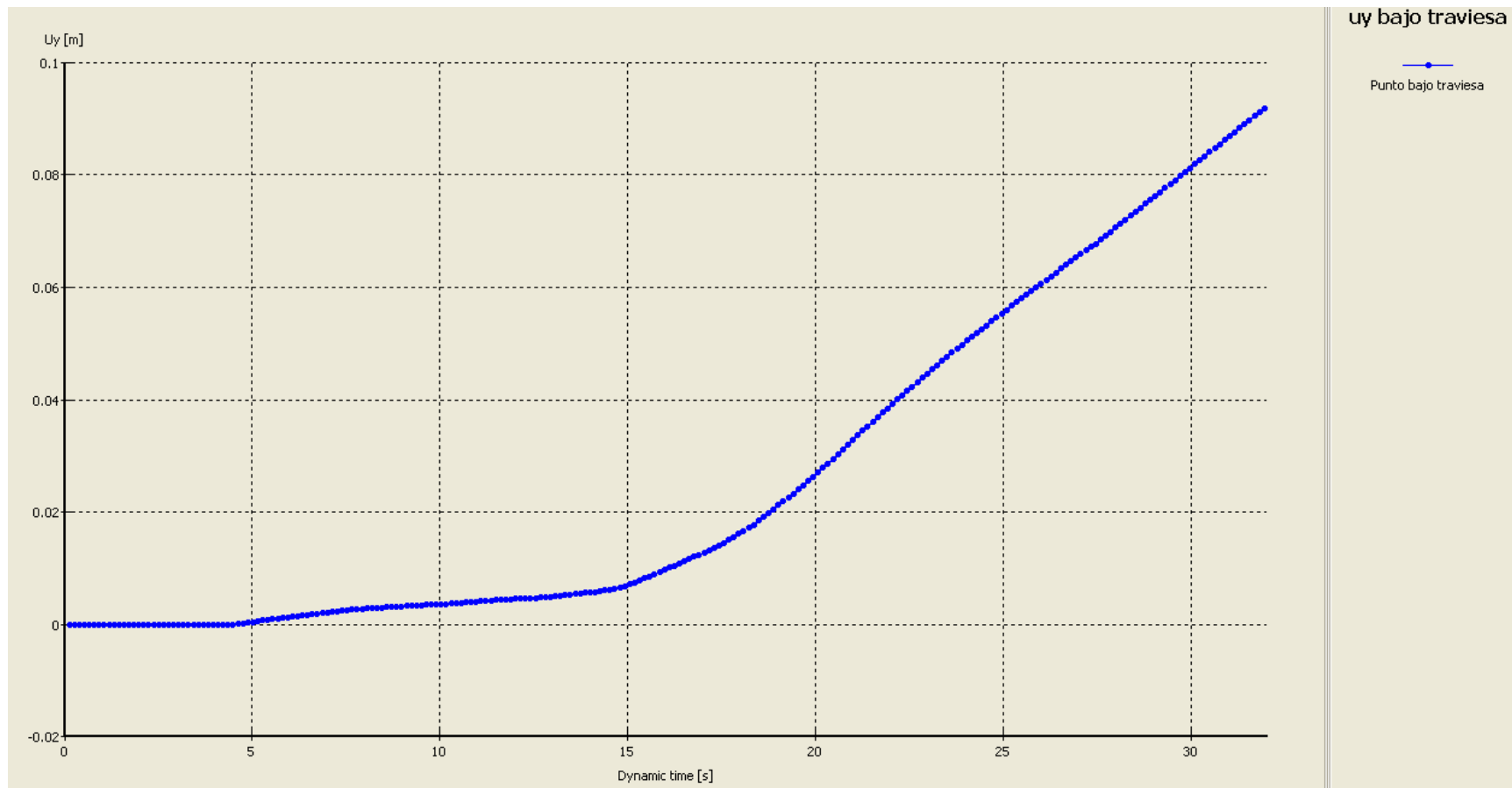


Figura 10.13. Desplazamientos verticales calculados por Plaxis en un punto bajo la traviesa.

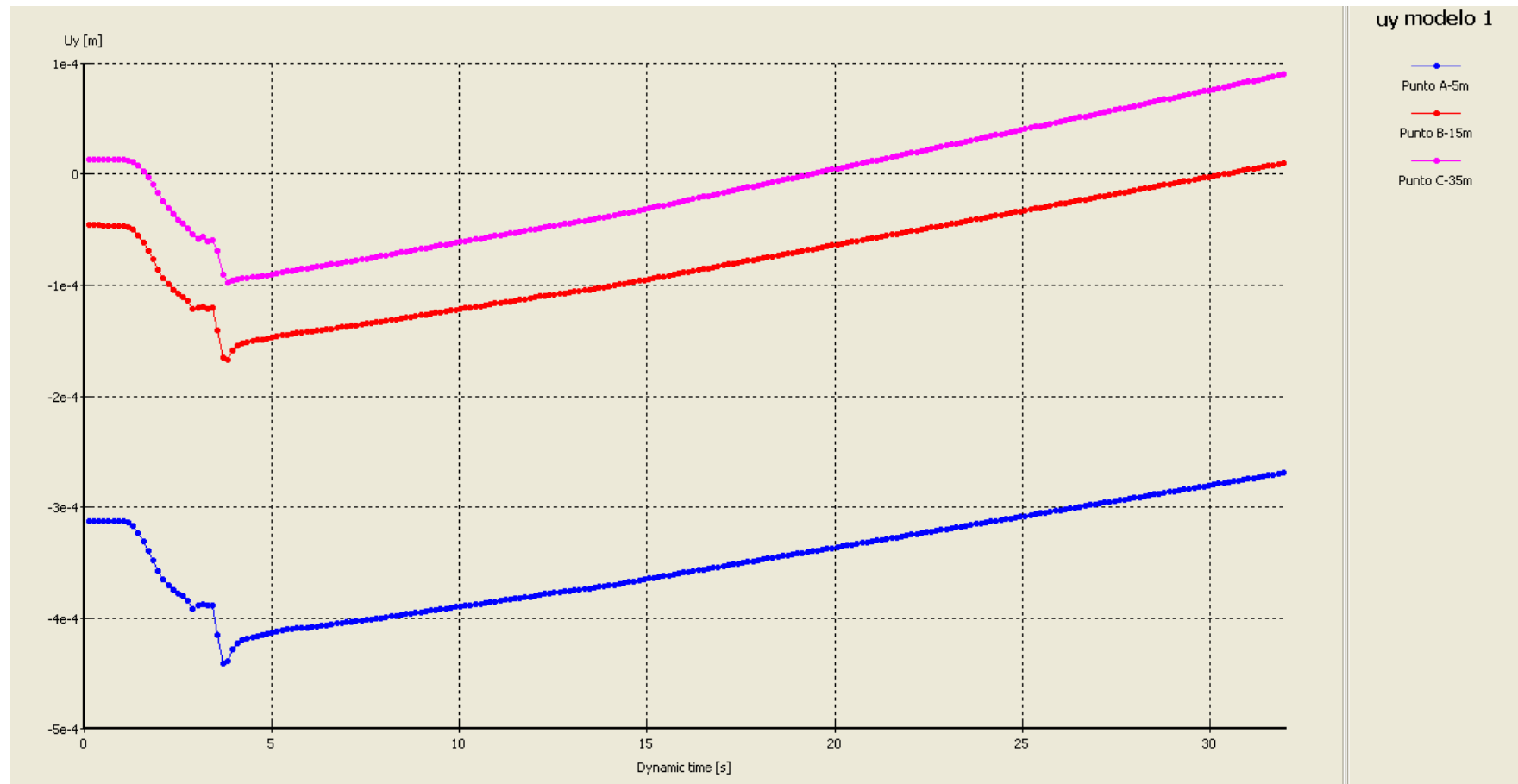


Figura 10.14. Desplazamientos verticales calculados por Plaxis para el modelo 1: traviesas sobre balasto.

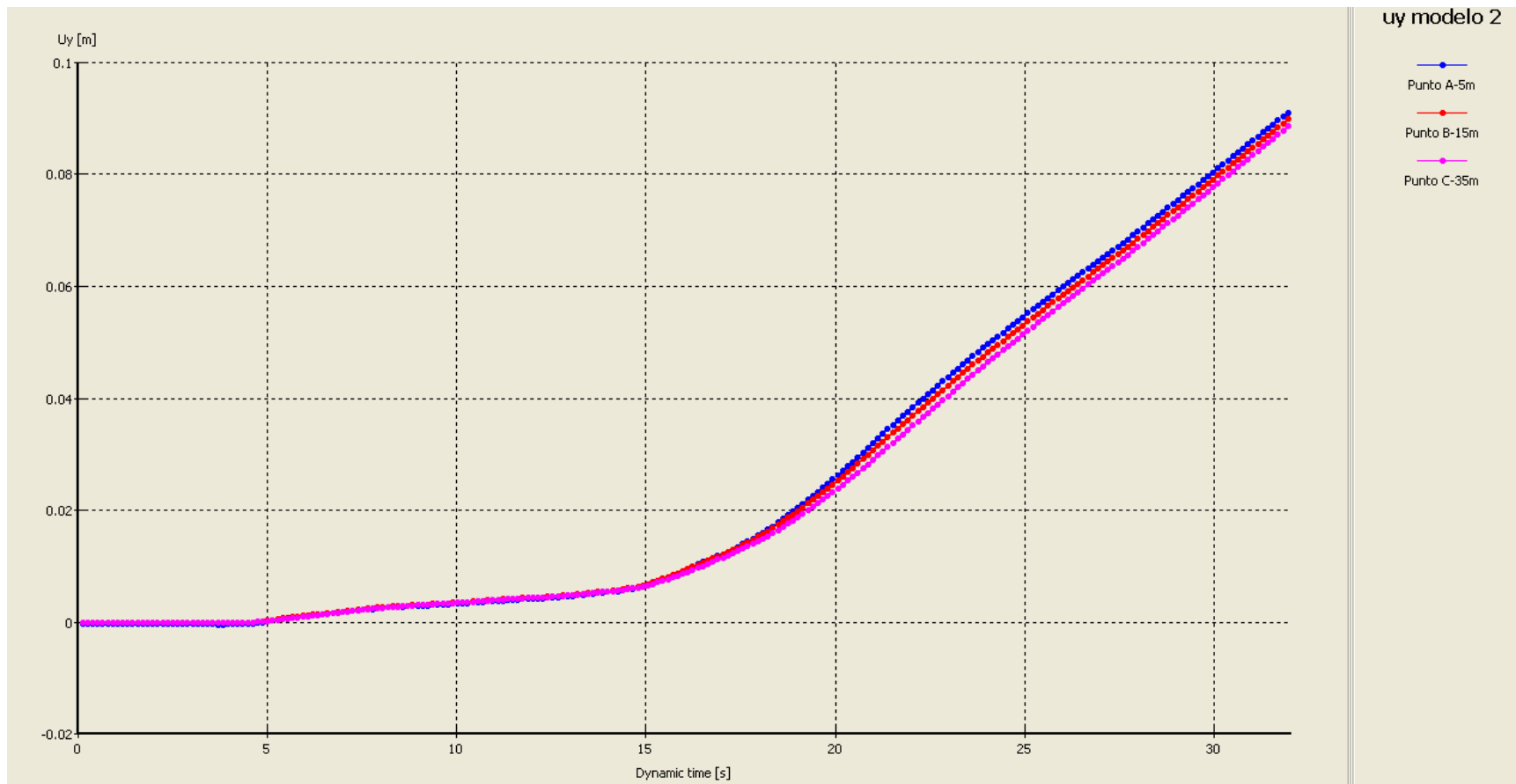


Figura 10.15. Desplazamientos verticales calculados por Plaxis para el modelo 2: traviesas sobre losa de hormigón.

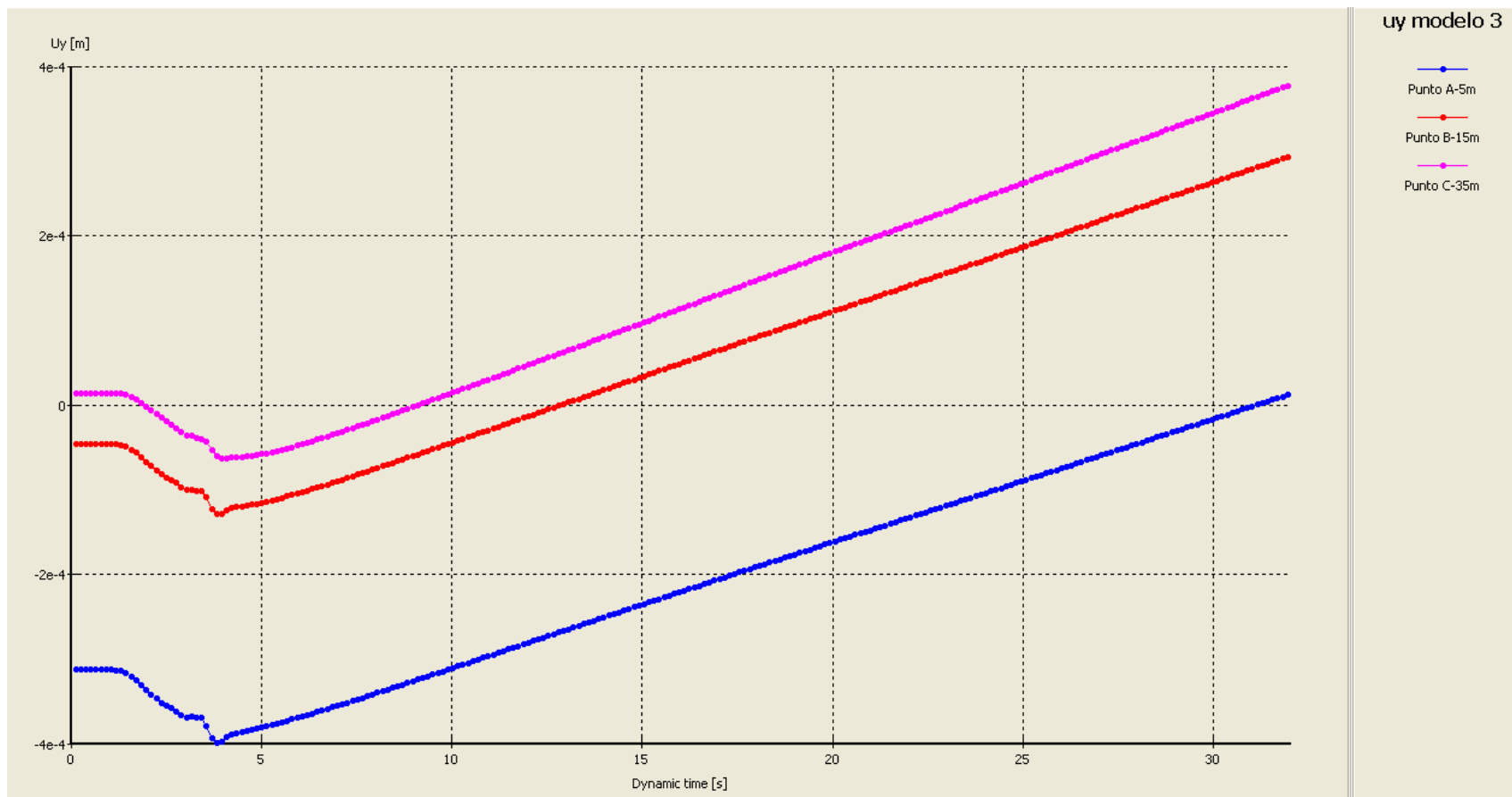


Figura 10.16. Desplazamientos verticales calculados por Plaxis para el modelo 3: traviesas sobre material de baja rigidez.

10.3. CONCLUSIONES

El modelo 1 definido como una vía apoyada en traviesas a su vez apoyadas en balasto ha dado muy buenos resultados en nuestra modelación con Plaxis. El balasto como medio atenúa gran parte de las vibraciones antes de darse la propagación por el terreno, reduciéndose tanto la amplitud como la duración de estas en superficie.

El segundo modelo estudiado consiste en traviesas apoyadas sobre una losa de hormigón no flotante. Los resultados obtenidos en el análisis para puntos alejados entre sí mostraban diferencias insignificantes en cuanto a las aceleraciones, velocidades y desplazamientos. De hecho los valores registrados para la traviesa han sido muy similares a los obtenidos en superficie. La baja capacidad de absorciones de vibraciones de este material queda demostradas.

El modelo 3 definido como una traviesa apoyada sobre un medio de baja rigidez que intenta emular un sistema intercalado de balasto y *ballast mats* (Cojines amortiguadores bajo balasto) ha demostrado ser una solución adecuada en la atenuación de las vibraciones. Tal y como demuestran los históricos de aceleraciones, velocidades y desplazamientos obtenidos con Plaxis. Es importante hacer un matiz ya que los desplazamientos obtenidos han sido ligeramente superiores a los calculados para el modelo 1 pero no por ello deja de ser menos adecuado.

El apoyo de las traviesas y la vía sobre losas de hormigón presenta ventajas y desventajas frente al uso de balasto. Algunas de estas ventajas son una mayor estabilidad, la reducción del pandeo de los rieles y una sensibilidad menor o nula frente a asentamientos diferenciales. También se ha de tener en cuenta la comodidad y la sensación de seguridad que proporciona a los pasajeros la mayor estabilidad de la vía. Las desventajas que presenta son su elevado coste y una menor capacidad de absorción de vibraciones y ruido, tal y como se ve en los resultados presentados en el capítulo anterior.

En la realidad la menor capacidad de absorción (de la losa) es compensada mediante *slab mats* y cojines amortiguadores, soluciones mencionadas en el capítulo 6, que proporcionan una capacidad de absorción extra además de eliminar o reducir el contacto directo de la losa con el terreno.

Para asegurar una correcta absorción de las vibraciones, se ha de tener en cuenta el espectro de frecuencias de la vibración.

El aumento de rigidez de la base, aumenta la capacidad de absorción de las vibraciones y disminuye las amplitudes de los desplazamientos, esto se observa en los modelos 1 y 3, donde materiales con densidades y coeficientes de amortiguación Rayleigh similares, dan unos resultados diferentes. Los desplazamientos calculados para el modelo 3 (material de baja rigidez) son mayores que los calculados para el modelo 1 de mayor rigidez (balasto).

Los resultados son adecuados y se ajustan a la teoría de la propagación de vibraciones en el terreno, hasta cierto punto. El haber empleado un acelerograma da resultados próximos a la realidad, pero no exactos, lo ideal hubiese sido disponer de información detallada de las cargas estáticas y dinámicas generadas por el paso del ferrocarril y las respectivas interacciones rueda-riel y riel-travesía, antes de iniciar un análisis con Plaxis. Otra opción hubiese sido realizar un modelo numérico capaz de determinar la carga absoluta en cada paso de tiempo generada por el paso de un tipo de ferrocarril concreto.

Por lo que para una correcta predicción con Plaxis se ha de disponer de suficiente información de las propiedades del suelo y los materiales involucrados en la problemática a estudiar. Esto implica realizar todo tipo de ensayos, que no son precisamente económicos, además de conocer las características de los vehículos ferroviarios implicados, tarea difícil a no ser que el encargo de estudio provenga del propio fabricante.

Como resultado de todo esto llegamos a la conclusión de que el módulo dinámico de Plaxis permite el análisis del efecto de las vibraciones generadas por el tráfico de ferrocarriles y puede ser un buen complemento para las técnicas analíticas y empíricas de uso habitual.

REFERENCIAS

Arnold Verruijt (2009). Soil Dynamics. Delft University of Technology.

Andreas Eitzenberger (2008). Train-induced Vibrations in Tunnels – A Review. Thesis. Luleå University of Technology Department of Civil, Mining and Environmental Engineering Division of Mining and Geotechnical Engineering. Sweden 2008

Anders Johansson, Jens C.O. Nielsen, Rikard Bolmsvik, Anders Karlström y Roger Lundén (2008). Under sleeper pads—Influence on dynamic train–track interaction. *Wear* 265 : 1479–1487

Bogart Camille Méndez Urquídez (2009). Una nueva ley de fricción cinética para bloques rígidos y su aplicación a problemas geosísmicos. Tesis. Universidad Nacional Autónoma de México – Facultad de Ingeniería. México

B. Hemsworth (2000). Reducing groundborne vibrations: State-of-the-art study. *Journal of Sound and Vibration* 231(3), 703–709

Das, B.M. (1983), “Fundamental of soil dynamics”, Elsevier Science Publishing Co, New York.

Dave Davis (2010). A Review of Prediction Methods for Ground-Borne Noise due to Construction Activities. Proceedings of 20th International Congress on Acoustics, ICA, Sydney, Australia.

C. Molins y A. Ledesma (July 2006). Building a deep isolating wall by an existing rail tunnel. *Geotechnical Engineering* 159 Issue GE3: 219–226

Eric G. Berggren, Martin X.D. Li y Jan Spännar (2008). A new approach to the analysis and presentation of vertical track geometry quality and rail roughness. *Wear* 265 : 1488–1496

G. Lombaert, G. Degrande, J. Kogut y S. Franc-ois (2006). The experimental validation of a numerical model for the prediction of railway induced vibrations. *Journal of Sound and Vibration* 297: 512–535

G. Lombaert, G. Degrande y D. Clouteau (2000). Numerical modelling of free field traffic-induced vibrations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 19, 473-488

G. Degrande y L. Schillemans (2001). Free field vibrations during the passage of a Thalys high-speed train at variable speed. *Journal of Sound and Vibration* 247(1), 131–144

Hall Lars (2003). Simulations and analyses of train-induced ground vibrations in finite element models. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 23: 403–413

- H. Xia, Y.M. Cao, G. De Roeck (2001). Theoretical modeling and characteristic analysis of moving-train induced ground vibrations. *Journal of Sound and Vibration* 329X, 819–832
- Hong Hao, T.C. Ang y Jay Shen (2001). Building vibration to traffic-induced ground motion. *Building and Environment* 36: 321-336
- Jhonny Villavicencio García (2008). Estudio de la deformación angular y volumétrica así como del módulo de corte de un suelo mediante el equipo de la columna resonante. Tesis Master. Universitat Politècnica de Catalunya. Departament d'Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica.
- Josep Suriol Castellví. Medida de la deformabilidad de suelos mediante el equipo de columna resonante. *Revista de obras públicas*. nº 3.319, Año 140, Marzo 1993.
- J.A. Forrest y H.E.M. Hunt (2011). A three-dimensional tunnel model for calculation of train-induced ground vibration. *Journal of Sound and Vibration* 294 (2006) 678–705
- Johannes Jacobus Heunis. Material models for rail pads. Thesis. Faculty of Engineering. Department of Mechanical and Mechatronic Engineering. South Africa 2011.
- J. O'Brien y D.C. Rizos (2005) A 3D BEM-FEM methodology for simulation of high speed train induced vibrations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25 289–301.
- J. T. Nelson. Recent developments in ground-borne noise and vibration control. *Journal of Sound and Vibration* (1996) 193(1), 367-376.
- L. Auersch. The excitation of ground vibration by rail traffic: theory of vehicle–track–soil interaction and measurements on high-speed lines. *Journal of Sound and Vibration* 284 (2005): 103–132.
- M. O. Al-Hunaidi, P.A. Chen, J.H. Rainer y M. Tremblay (1996). Shear moduli and damping in frozen and unfrozen clay by resonant column tests. *Can. Geotech. J.* 33: 510-514.
- Miloslav Bata. Effects on Buildings of Vibrations Caused by Traffic. *Build. Sci* Vol. 6, pp. 221-246. Pergamon Press 1971.
- M. J. Griffin. *Handbook of Human Vibration*. Elsevier Academic Press 1990
- Masafumi Katou, Toshifumi Matsuoka, Osamu Yoshioka, Yoshinori Sanada y Takayuki Miyoshi. Numerical simulation study of ground vibrations using forces from wheels of a running high-speed train. *Journal of Sound and Vibration* Volume 318, Issues 4-5, 23 December 2008, Pages 830-849
- M.S. Pakbaz, R. Mehdizadeh, M. Vafaeian y K. Bagherinia (2009). Numerical Prediction of Subway Induced Vibrations: Case Study in Iran-Ahwaz City. *Journal of Applied Sciences* 9 (11): 2001-2015,

Mehdi Bahrekazemi (2004). Train-Induced Ground Vibration and Its Prediction. Thesis. Division of Soil and Rock Mechanics, Dept. of Civil and Architectural Engineering. Royal Institute of Technology. Stockholm

M. Adam y O. von Estorff. Reduction of train-induced building vibrations by using open and filled trenches. *Computers and Structures* 83 (2005): 11–24

M. H. Z. Oliveira, S. S. Rocha, F. S. Barbosa y F. M. A. Nogueira. Numerical and experimental analysis of the train-railway interaction. Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Brazil (2009)

P. Galvín y J. Domínguez (2009) Experimental and numerical analyses of vibrations induced by high-speed trains on the Córdoba–Málaga line. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 29 641–657

P. Galvín, S. François, M. Schevenels, E. Bongini, G. Degrande y G. Lombaert (2010). A 2.5D coupled FE-BE model for the prediction of railway induced vibrations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 30 1500–1512

P. Galvín, J. Domínguez (2009). Experimental and numerical analyses of vibrations induced by high-speed trains on the Córdoba–Málaga line. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 29 641–657

Plaxis B.V. 2010. Plaxis 2D Material models, version 2010.

Plaxis B.V. 2008. Plaxis 2D Reference manual, version 9.0.

Plaxis B.V. 2008. Plaxis 2D Dynamics manual, version 9.0.

Plaxis B.V. 2008. Plaxis 2D Material models, version 9.0.

Ruiz Casal, Efrén (1997) Contaminación acústica: efectos sobre parámetros físicos y psicológicos. Catedra de Otorrinolaringología, Facultad de Medicina, Universidad de la Laguna, Tenerife, 90-99.

Rodríguez Segurado, Montse (2005) Caracterización de la Respuesta Sísmica de los Suelos. Aplicación a la ciudad de Barcelona. Tesina. Universitat Politècnica de Catalunya. Departament d'Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica.

Richard N. Wright y William H. Walker. Vibration and Deflection of Steel Bridges. *Engineering Journal: American Institute of Steel Construction*. January 1972 issue.

R. Paolucci, A. Maffei, L. Scandella, M. Stupazzini, M. Vanini (2003). Numerical prediction of low-frequency ground vibrations induced by high-speed trains at Ledsgaard, Sweden. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 23 425–433

S. Gupta, W.F. Liu, G. Degrande, G. Lombaert, W.N. Liu (2008) . Prediction of vibrations induced by underground railway traffic in Beijing. *Journal of Sound and Vibration* 310 608–630

S.Drabkin, H. Lacy y D. S. Kim. Estimating Settlement of Sand Caused by Construction Vibration. 920 / Journal of Geotechnical Engineering / November 1996

S. Gupta, M.F.M. Hussein, G. Degrande, H.E.M. Hunt y D. Clouteau (2007). A comparison of two numerical models for the prediction of vibrations from underground railway traffic. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 27: 608–624.
real decreto 1513/2005, del 16 de diciembre.

Shen-Haw Ju, Hung-TaLin y Jeng-Yuan Huang (2009). Dominant frequencies of train-induced vibrations. Journal of Sound and Vibration 319: 247–259
directiva europea 2002/49/CE, del 25 de Junio

U. Wasiwitono, D. Zheng y W.K. Chiu (2007). How useful is track acceleration for monitoring impact loads generated by wheel defects? 5th Australasian Congress on Applied Mechanics, ACAM

Vucetic, M. and Dobry, R. (1991), "Effect of soil plasticity on cyclic response", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 1, pp. 89-107, USA.

W. Rücker y L. Auersch (2008). A user-friendly prediction tool for railway induced ground vibrations: emission – transmission – immission .Noise and Vibration Mitigation, NNFM 99, pp. 129-135.

W. Gardien y H.G. Stuit (2003). Modelling of soil vibrations from railway tunnels. Journal of Sound and Vibration 267 605–619

X. Sheng, M. Li, C.J.C. Jones, D.J. Thompson (2007). Using the Fourier-series approach to study interactions between moving wheels and a periodically supported rail. Journal of Sound and Vibration 303 : 873–894

Yuanqiang C., Zhigang C., Honglei S., Changjie X (2010).Effects of the dynamic wheel–rail interaction on the ground vibration generated by a moving train. International Journal of Solids and Structures 47: 2246–2259

Youssef M.A. Hashash Y Duhee Park (2002). Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in non-linear site response analysis. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 22 611–624