

Trabajo de Fin de Grado Ingeniería Civil

Estudio Numérico de los Efectos de la Interacción Suelo-Estructura en el Comportamiento Dinámico de Viaductos Ferroviarios de Alta Velocidad

Autor: Luis Caballero Ramos

Tutor: Pedro Galvín Barrera

**Dep. Mecánica de Medios Continuos y Teoría de
Estructuras**

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Sevilla, 2015



Trabajo de Fin de Grado
Ingeniería Civil

Estudio Numérico de los Efectos de la Interacción Suelo-Estructura en el Comportamiento Dinámico de Viaductos Ferroviarios de Alta Velocidad

Autor:

Luis Caballero Ramos

Tutor:

Pedro Galvín Barrera

Dep. Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

Sevilla, 2015

LUIS CABALLERO RAMOS

ESTUDIO NUMÉRICO DE LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN
SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE
VIADUCTOS FERROVIARIOS DE ALTA VELOCIDAD

ESTUDIO NUMÉRICO DE LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN
SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO
DE VIADUCTOS FERROVIARIOS DE ALTA VELOCIDAD

LUIS CABALLERO RAMOS



TRABAJO DE FIN DE GRADO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE GRADO EN
INGENIERÍA CIVIL POR LA UNIVERSIDAD DE SEVILLA

DIRIGIDO POR
PEDRO GALVÍN BARRERA

Luis Caballero Ramos: *Estudio numérico de los efectos de la interacción Suelo-Estructura en el Comportamiento Dinámico de Viaductos Ferroviarios de Alta Velocidad*. Trabajo de Fin de Grado para la obtención del Título de Grado en Ingeniería Civil por la Universidad de Sevilla. .

Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras. Escuela Técnica Superior de Ingeniería. Universidad de Sevilla.

Director del Trabajo: Pedro Galvín Barrera

Sevilla, Septiembre 2015.

A mi tutor Pedro Galvín y a Antonio Romero, por su ayuda y dedicación en todo momento

A mis padres y mis hermanos, por su apoyo y cariño

A M.C., por su paciencia

ÍNDICE GENERAL

Índice de tablas	vii
Índice de figuras	ix
1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	1
1.1 Motivación del Estudio	1
1.2 Fundamento Teórico del Problema	2
1.3 Estado del Arte	4
1.3.1 Análisis del Estado del Arte	7
2 MODELO IMPLEMENTADO EN EL ESTUDIO	9
2.1 Modelo Numérico	9
2.1.1 Formulación del Método de los Elementos Finitos (MEF) en el dominio del tiempo	10
2.1.2 Formulación del Método de los Elementos de Contorno (MEC) en el dominio del tiempo	12
2.2 Modelo Geométrico	17
3 ANÁLISIS MODAL PARAMÉTRICO	25
3.1 Consideraciones Previas	25
3.2 Identificación Modal. Frecuencias Fundamentales	27
3.2.1 Validez del Cálculo de la Frecuencia Fundamental	28
3.2.2 Inestabilidades en el Cálculo de la Frecuencia Fundamental	31
3.3 Análisis Modal con Frecuencias Fundamentales de Resonancia	32
3.3.1 Rango Inferior del Eurocódigo	33
3.3.2 Rango Intermedio del Eurocódigo	34
3.3.3 Rango Superior del Eurocódigo	35
3.4 Comprobación de Validez de los Casos Seleccionados	36
3.4.1 Tipos de Suelo	36
3.4.2 Longitudes de Viaductos	38
3.4.3 Amortiguamiento Estructural y del Suelo	42
3.5 Análisis Modal con Frecuencias Fundamentales Adimensionales	45
3.5.1 Rango Inferior del Eurocódigo	46
3.5.2 Rango Intermedio del Eurocódigo	47
3.5.3 Rango Superior del Eurocódigo	49
4 ANÁLISIS VIBRACIÓN LIBRE	53
4.1 Consideraciones Previas	53
4.2 Vibración Libre. Desplazamientos Máximos	54

4.2.1	Inestabilidades en el Cálculo de la Respuesta en Vibración Libre	54
4.3	Análisis de Máxima Respuesta	55
4.3.1	Rango Inferior del Eurocódigo	56
4.3.2	Rango Intermedio del Eurocódigo	59
4.3.3	Rango Superior del Eurocódigo	63
4.4	Velocidades de Cancelación según Tipo de Suelo	66
4.4.1	Longitud de Viaducto de 12.5m	68
4.4.2	Longitud de Viaducto de 15m	70
4.4.3	Longitud de Viaducto de 17.5m	72
4.4.4	Longitud de Viaducto de 20m	74
4.4.5	Longitud de Viaducto de 22.5m	76
4.4.6	Longitud de Viaducto de 25m	78
5	ANÁLISIS DE FENÓMENO DE CANCELACIÓN EN TRENES DE CARGAS	81
5.1	Consideraciones Previas	81
5.1.1	Limitaciones del Método Implementado para un Tren	81
5.1.2	Casos Estudiados	82
5.2	Análisis del Fenómeno de la Cancelación de la respuesta	83
5.2.1	Fenómeno de Resonancia	83
5.2.2	Fenómeno de Cancelación	85
5.3	Obtención de Máxima Respuesta ante Tren de Cargas	85
5.4	Análisis de Máxima Respuesta ante Tren de Cargas	92
5.4.1	Tendencia de la Máxima Respuesta ante Tren de Cargas	92
5.4.2	Relación entre Fenómeno de Resonancia y Fenómeno de Cancelación	92
6	CONCLUSIONES Y DESARROLLOS FUTUROS	97
6.1	Conclusiones	97
6.2	Desarrollos Futuros	99
	Bibliografía	101

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1	Frecuencias fundamentales (Hz) sin interacción terreno-estructura y sin amortiguamiento	30
Tabla 3.2	Frecuencias fundamentales (Hz) sin interacción terreno-estructura y con amortiguamiento	31
Tabla 3.3	Frecuencia fundamental(Hz) para diferentes longitudes y suelos en el límite inferior del Eurocódigo sin amortiguamiento	34
Tabla 3.4	Frecuencia fundamental(Hz) para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo sin amortiguamiento	35
Tabla 3.5	Frecuencia fundamental(Hz) para diferentes longitudes y suelos en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento	36
Tabla 3.6	Comparación de las frecuencias fundamentales(Hz) en los casos NO_SSI y $cs = 365m/s$	37
Tabla 3.7	Frecuencia fundamental(Hz) para diferentes longitudes y suelos en el límite inferior del Eurocódigo sin y con amortiguamiento	43
Tabla 3.8	Frecuencia fundamental(Hz) para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo sin y con amortiguamiento	44
Tabla 3.9	Frecuencia fundamental(Hz) para diferentes longitudes y suelos en el límite superior del Eurocódigo sin y con amortiguamiento	45
Tabla 3.10	Frecuencia adimensional para diferentes longitudes y suelos en el límite inferior del Eurocódigo sin amortiguamiento	47
Tabla 3.11	Frecuencia adimensional para diferentes longitudes y suelos límite intermedio del Eurocódigo sin amortiguamiento	49
Tabla 3.12	Frecuencia adimensional para diferentes longitudes y suelos en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento	51
Tabla 4.1	Primera velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite inferior del Eurocódigo	58
Tabla 4.2	Segunda velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite inferior del Eurocódigo	58
Tabla 4.3	Tercera velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite inferior del Eurocódigo	58
Tabla 4.4	Cuarta velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite inferior del Eurocódigo	59

Tabla 4.5	Primera velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo	61
Tabla 4.6	Segunda velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo	61
Tabla 4.7	Tercera velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo	62
Tabla 4.8	Cuarta velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo	62
Tabla 4.9	Primera velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo	65
Tabla 4.10	Segunda velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo	65
Tabla 4.11	Tercera velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo	65
Tabla 4.12	Cuarta velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo	66
Tabla 5.1	Velocidades de segunda resonancia asociada al primer modo de vibración para diferentes longitudes, frecuencias estructurales y suelos	84
Tabla 5.2	Velocidades características(km/h) para L=15m en el límite inferior del Eurocódigo	86
Tabla 5.3	Velocidades características(km/h) para L=15m en el límite intermedio del Eurocódigo	87
Tabla 5.4	Velocidades características(km/h) para L=15m en el límite superior del Eurocódigo	88
Tabla 5.5	Velocidades características(km/h) para L=20m en el límite inferior del Eurocódigo	88
Tabla 5.6	Velocidades características(km/h) para L=20m en el límite intermedio del Eurocódigo	89
Tabla 5.7	Velocidades características(km/h) para L=20m en el límite superior del Eurocódigo	90
Tabla 5.8	Velocidades características(km/h) para L=25m en el límite inferior del Eurocódigo	90
Tabla 5.9	Velocidades características(km/h) para L=25m en el límite intermedio del Eurocódigo	91
Tabla 5.10	Velocidades características(km/h) para L=25m en el límite superior del Eurocódigo	92
Tabla 5.11	Porcentajes representativos en la relación entre los fenómenos de resonancia y la cancelación	95

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	Esquema de la tipología de viaductos de vanos isostáticos de luces entre medias y cortas (desde 12 hasta 25m	4
Figura 2.1	Esquema de los modelos simplificados de vigas simple y elásticamente apoyadas y los parámetros que definen las propiedades de sus elementos	18
Figura 2.2	Esquema de las discretizaciones propuestas para el MEF y el MEC en el modelo simpleificado de viga simple y las condiciones entre ellas	20
Figura 2.3	Esquema del modelo de distribución de cargas HSLM-A propuesto en el Eurocódigo	23
Figura 2.4	Deformada de Zimmerman-Timoshenko para viga infinita sobre lecho elástico .	23
Figura 3.1	Inestabilidad en la obtención de la frecuencia fundamental corregida y sin corregir para el rango inferior de frecuencias del Eurocódigo sin amortiguamiento . .	32
Figura 3.2	Frecuencia fundamental(Hz) frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para diferentes longitudes en el límite inferior del Eurocódigo sin amortiguamiento	33
Figura 3.3	Frecuencia fundamental(Hz) frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para diferentes longitudes en el límite intermedio del Eurocódigo sin amortiguamiento	34
Figura 3.4	Frecuencia fundamental(Hz) frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para diferentes longitudes en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento	35
Figura 3.5	Frecuencia fundamental(Hz) frente a longitud para diferentes suelos en el límite inferior del Eurocódigo sin amortiguamiento	38
Figura 3.6	Frecuencia fundamental(Hz) frente a longitud para diferentes suelos en el límite inferior del Eurocódigo con amortiguamiento	39
Figura 3.7	Frecuencia fundamental(Hz) frente a longitud para diferentes suelos en el límite intermedio del Eurocódigo sin amortiguamiento	40
Figura 3.8	Frecuencia fundamental(Hz) frente a longitud para diferentes suelos en el límite intermedio del Eurocódigo con amortiguamiento	40
Figura 3.9	Frecuencia fundamental(Hz) frente a longitud para diferentes suelos en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento	41
Figura 3.10	Frecuencia fundamental(Hz) frente a longitud para diferentes suelos en el límite superior del Eurocódigo con amortiguamiento	41

Figura 3.11	Frecuencia fundamental(Hz) frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para diferentes longitudes en el límite inferior del Eurocódigo con amortiguamiento	42
Figura 3.12	Frecuencia fundamental(Hz) frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para diferentes longitudes en el límite intermedio del Eurocódigo con amortiguamiento	43
Figura 3.13	Frecuencia fundamental(Hz) frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para diferentes longitudes en el límite superior del Eurocódigo con amortiguamiento	44
Figura 3.14	Frecuencia adimensional frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para diferentes longitudes en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento	46
Figura 3.15	Frecuencia adimensional frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para diferentes longitudes en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento	47
Figura 3.16	Frecuencia adimensional frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para diferentes longitudes en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento	49
Figura 4.1	Respuesta máxima en desplazamientos(mm) en el punto medio del vano frente a velocidad de circulación de la carga para diferentes longitudes y suelos en el límite inferior del Eurocódigo	57
Figura 4.2	Respuesta máxima en desplazamientos(mm) en el punto medio del vano frente a velocidad de circulación de la carga para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo	60
Figura 4.3	Respuesta máxima en desplazamientos(mm) en el punto medio del vano frente a velocidad de circulación de la carga para diferentes longitudes y suelos en el límite superior del Eurocódigo	64
Figura 4.4	Velocidades de cancelación en diferentes rangos de frecuencia frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para viaductos de longitud de 12.5m	68
Figura 4.5	Velocidades de cancelación en diferentes rangos de frecuencia frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para viaductos de longitud de 15m	70
Figura 4.6	Velocidades de cancelación en diferentes rangos de frecuencia frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para viaductos de longitud de 17.5m	72

Figura 4.7	Velocidades de cancelación en diferentes rangos de frecuencia frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para viaductos de longitud de 20m	74
Figura 4.8	Velocidades de cancelación en diferentes rangos de frecuencia frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para viaductos de longitud de 22.5m	76
Figura 4.9	Velocidades de cancelación en diferentes rangos de frecuencia frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para viaductos de longitud de 25m	78
Figura 5.1	Aceleración máxima(m/s ²) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de L=15m en el límite inferior del Eurocódigo sin amortiguamiento	86
Figura 5.2	Aceleración máxima(m/s ²) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de L=15m en el límite intermedio del Eurocódigo sin amortiguamiento	87
Figura 5.3	Aceleración máxima(m/s ²) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de L=15m en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento	87
Figura 5.4	Aceleración máxima(m/s ²) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de L=20m en el límite inferior del Eurocódigo sin amortiguamiento	88
Figura 5.5	Aceleración máxima(m/s ²) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de L=20m en el límite intermedio del Eurocódigo sin amortiguamiento	89
Figura 5.6	Aceleración máxima(m/s ²) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de L=20m en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento	89
Figura 5.7	Aceleración máxima(m/s ²) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de L=25m en el límite inferior del Eurocódigo sin amortiguamiento	90
Figura 5.8	Aceleración máxima(m/s ²) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de L=25m en el límite intermedio del Eurocódigo sin amortiguamiento	91
Figura 5.9	Aceleración máxima(m/s ²) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de L=25m en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento	91

Figura 5.10	Aceleración máxima(m/s ²) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de L=20m y un suelo de velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno de cs=220m/s en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento	93
Figura 5.11	Aceleración máxima(m/s ²) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de L=20m y un suelo de velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno de cs=220m/s en el caso intermedio del Eurocódigo sin amortiguamiento	94

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 MOTIVACIÓN DEL ESTUDIO

Para introducir el trabajo se explican a continuación las razones por las cuales se llevan a cabo estudios sobre el comportamiento dinámico de los viaductos, y especialmente en el caso de los de tipo ferroviario.

Existen dos motivos fundamentales por los que la dinámica está desempeñando un papel fundamental en el análisis estructural de viaductos, particularizando en aquellos de tipo ferroviario. El primero de estos motivos es la construcción de nuevas líneas férreas, y en especial el gran impulso que está recibiendo en forma de cuantiosas inversiones el sector de la alta velocidad. El segundo motivo es la adaptación de líneas ya construidas a las nuevas velocidades de circulación impuestas por los avances en lo que a la tecnología del material rodante se refiere, incluso llegando a adaptarse, en casos muy puntuales, a los requisitos de la alta velocidad. Esta adaptación a la nueva maquinaria ferroviaria incluye un descenso en la carga transmitida por cada convoy, tal y como se puede comprobar si se compara la antigua Instrucción[23] con el vigente Eurocódigo [6] . Pero, aun así, el aumento en la velocidad de circulación puede provocar que se alcancen condiciones de resonancia en la estructura, lo cual es muy perjudicial para el comportamiento en servicio y el desgaste a lo largo del tiempo por parte de la vía.

Una vez se conoce el porqué del estudio del comportamiento dinámico de los viaductos ferroviarios, el estudio se adentra en el cómo de la realización de dicho estudio.

Las variables que rigen el comportamiento dinámico de una estructura como un puente ferroviario son fundamentalmente los niveles de respuesta vertical en vibración libre y los efectos de amplificación o resonancia y cancelación de la respuesta del viaducto. Estos dos factores deben ser analizados en profundidad en el proceso de diseño ya que pueden ser los responsables, según cómo se presenten, de efectos muy desfavorables para la vida en servicio de la infraestructura ferroviaria. Dichos inconvenientes afectan tanto a los pasajeros que escogen este medio de transporte como a la propia estabilidad de la misma infraestructura ferroviaria. En el primero de los casos, los viajeros se verían afectados ya que los parámetros que se requieren, por normativa, para su confort y/o seguridad no se encontrarían comprendidos en los límites admisibles. Para la segunda afección, la estructura en sí puede sufrir diferentes tipos de inestabilidad. Una de las más frecuentes es la desestabilización del balasto; se suele deber a degradaciones o desconsolidaciones prematuras en el lecho de este elemento

estructural. Otro efecto adverso que suele aparecer con bastante frecuencia es la degradación de la vía, ya que se somete a solicitaciones mayores de las que se tomaron en consideración en su diseño. Todo esto conlleva una serie de implicaciones obviamente desfavorables ya que producen deficiencias en las prestaciones estructurales durante la puesta en servicio de la línea ferroviaria.

En el proceso de diseño de un viaducto, si no se tienen en cuenta estos efectos asociados al comportamiento dinámico se puede llegar, siendo lo más probable que así sea, a un diseño incompleto y deficiente. Independientemente de la validez del diseño calculado, el procedimiento no sería riguroso sin considerar el comportamiento dinámico porque la poca probable validez del diseño no estaría justificada por dicho diseño. Y en caso de tenerse en cuenta dichos efectos, actualmente el procedimiento a seguir más común es la aplicación de factores de amplificación dinámicos a los estándares de la vía [6]. Aunque pudiera parecer suficiente, la aplicación de dichos coeficientes de mayoración no lleva sino a un sobredimensionamiento de la vía diseñada en la mayoría de los casos. También debe destacarse que este recurso de cálculo es viable siempre y cuando la velocidad de circulación tratada sea inferior a 220km/h , con lo cual se restringe su aplicación en líneas de alta velocidad, las cuales constituyen el objeto de estudio de este trabajo.

Analizando a nivel estructural, destaca el mayor riesgo de pandeo que poseen las vías que sufren este tipo de problemas debidos a solicitaciones periódicas.

Por su parte, en el ámbito de la conservación y la explotación de la infraestructura, se complica sobremanera conseguir los objetivos marcados en estos aspectos por el proyecto y/o la autoridad competente.

Por todo ello, no se puede comprender cómo el comportamiento dinámico no ha sido objeto de un análisis más profundo hasta hace relativamente poco. Aunque se debe considerar la posibilidad de que la falta de herramientas para su correcto estudio haya eclipsado el imperioso carácter dinámico de las solicitaciones asociadas al sector ferroviario, así como la relevancia de sus efectos inducidos.

Todo lo dispuesto anteriormente pone de manifiesto la gran importancia que posee el comportamiento dinámico bajo solicitaciones periódicas y, por extensión, el Estado Límite de Servicio de Aceleración Vertical en el diseño de viaductos especialmente si son de tipo ferroviario.

1.2 FUNDAMENTO TEÓRICO DEL PROBLEMA

Para comprender con mayor precisión por qué el comportamiento dinámico de la infraestructura ferroviaria en viaductos supone un problema de gran relevancia, se deben analizar los efectos desfavorables que provoca. Para comprender cómo y porqué se genera dicho comportamiento hay que estudiar este fenómeno con detenimiento, determinando cuáles son los factores que podrían favorecer su aparición y las causas que la provocan.

Los puentes ferroviarios suelen ser especialmente delicados en cuanto al comportamiento dinámico se refiere ya que las solicitaciones a las que se someten son de naturaleza puramente periódica o vibratoria; en ambos casos asociadas al paso de los convoyes que forman el tren. Este tipo de sollicitación puede asociarse a un comportamiento dinámico crítico en el caso de que el paso de las cargas a las que se somete el viaducto se realice en fase con las oscilaciones de la estructura, es decir, si se produce la coincidencia de la frecuencia correspondiente a la sollicitación periódica con un múltiplo de la frecuencia natural del sistema. Este fenómeno se da cuando el tiempo entre el paso de dos ejes consecutivos, que se pueden calcular como la relación entre la distancia entre los ejes del convoy del tren (distancia característica) y la velocidad de circulación del tren a su paso por el viaducto, se aproxima demasiado a un múltiplo de algún período natural de la estructura. A este caso de inestabilidad dinámica crítica del sistema se le conoce como resonancia, y el sistema en el que ocurre se dice que entra en resonancia cuando sufre este fenómeno.

Habiendo descrito uno de los efectos más a tener en cuenta en el comportamiento dinámico estructural, cabe destacar en todos los sistemas estructurales que se ven sometidos a cargas periódicas se dan dos tipos de vibraciones. El primer tipo, denominado vibración forzada, se da en todos aquellos casos en que se reconoce una carga cíclica, más concretamente, mientras se está produciendo la aplicación de la sollicitación. La vibración libre constituye el segundo tipo de respuesta dinámica de la estructura y, en este caso, ocurre una vez se deja de aplicar la sollicitación de carácter periódico. Ambas respuestas se dan siempre que se tenga una carga cíclica. Sin embargo, dependiendo de la situación en la que se aplique la sollicitación estudiada, una puede cobrar mayor importancia que la otra, convirtiéndose así en el estado de carga limitante del comportamiento dinámico. Por ejemplo, si las condiciones para que se de la resonancia en la estructura no se cumplen, suele ser de mayor relevancia la vibración forzada; ya que la vibración libre comprenderá exclusivamente la disipación en el tiempo de la aceleración vertical provocada por el paso del tren.

En el caso contrario, si se da la resonancia en la estructura, la fase crítica en este tipo de estructura es, por lo general, la asociada a la vibración libre. Aun así, se debe tener en cuenta que la magnitud de la amplificación de la respuesta dinámica del viaducto depende de dos condicionantes fundamentales: la periodicidad de las cargas a las que se ve sometido el viaducto y la amplitud de la respuesta en vibración libre generada por cada eje. Este último factor, en caso de que no se considere la interacción entre el terreno y la estructura, depende de las frecuencias naturales de la estructura y de la velocidad de paso del material rodante.

Otros factores que determinan la presencia o ausencia de la resonancia en las infraestructuras son los siguientes: las propiedades características del terreno, las cargas transmitidas por eje, las características geométricas y la masa del tren, las posibles irregularidades presentes en la vía, la flexibilidad de los apoyos de neopreno y los fenómenos de interacción entre la vía y el vehículo.

Cabría destacar, dentro del extenso grupo que engloba los viaductos ferroviarios, a un subgrupo que se ve extraordinariamente afectado por el comportamiento dinámico y la presencia del fenómeno de la resonancia de las estructuras que lo componen: los vanos isostáticos de luces entre medias y cortas (desde 12 hasta 25m) con masas asociadas generalmente bajas.

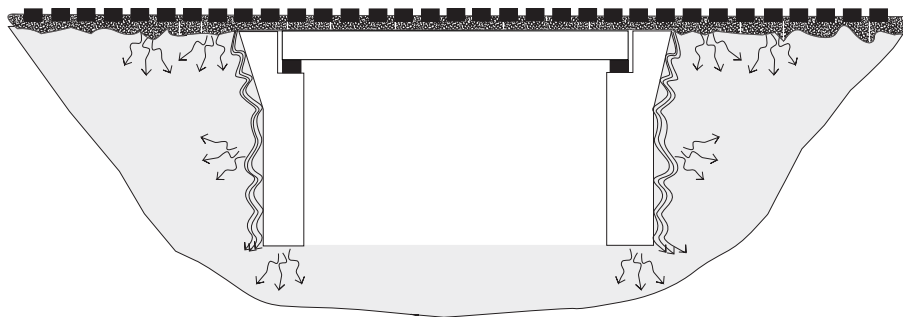


Figura 1.1: Esquema de la tipología de viaductos de vanos isostáticos de luces entre medias y cortas (desde 12 hasta 25m)

Todos los puentes ferroviarios que reúnen los anteriores factores de riesgo de inestabilidad debida al comportamiento dinámico suelen encuadrarse dentro de dos escenarios, los cuales son la razón por la cuál se le da tanta relevancia al comportamiento dinámico en los viaductos indicados anteriormente.

El primero de dichos escenarios es aquel en el cuál se tiene un viaducto existente y perteneciente a una línea ferroviaria de carácter convencional que, o bien se ha deteriorado y sufre oscilaciones excesivas por ello, o bien se ha aumentado su velocidad de paso por el punto donde se encuentra el viaducto por motivos de la explotación de la línea. El segundo de los escenarios presentados es el correspondiente a viaductos de nueva construcción situados fundamentalmente en líneas de alta velocidad cuya velocidad de diseño puede provocar fenómenos de resonancia.

En este trabajo se va a estudiar un viaducto modelo; que abarca, en principio, solamente el caso de viaductos nuevos. Sin embargo parece imprescindible enumerar todas las causas del fenómeno de la resonancia para conocer también de esta manera los horizontes de esta línea de investigación.

1.3 ESTADO DEL ARTE

Este capítulo trata de enumerar los antecedentes más representativos relacionados con el análisis dinámico de los viaductos ferroviarios en líneas de alta velocidad. Con este objetivo abarcará desde los primeros antecedentes, hasta los primeros modelos que incluyeron el efecto de la interacción entre el suelo y la estructura; pasando por los modelos de las cargas o del propio viaducto.

Se decide encaminar este capítulo hacia el seguimiento de la evolución de lo referente a los niveles de vibración en régimen libre de vigas (una simplificación estructural equivalente a un viaducto) sometidas a cargas móviles.

Para comenzar el análisis de los antecedentes de los estudios relacionados con el comportamiento dinámico de la alta velocidad, se debe mencionar una serie de trabajos e iniciativas investigadoras que suponen los primeros estudios en este campo. Aunque siempre se ha deseado conocer con la mayor exactitud posible la respuesta dinámica de una viga ante cualquier solicitación asociada a cargas móviles; los métodos que permiten su estudio son muy recientes. Esto se ve reflejado en las fechas de los primeros estudios de esta rama del cálculo de estructuras, por ejemplo, los estudios realizados por Weaver et al. [35] en 1990, Frýba [14] en 1999, Michaltsos [9] y Savin [3], estos dos últimos en 2001. Estos primeros modelos comienzan tomando como objeto de estudio una viga. La justificación de la elección de la viga como elemento estructural sometido a cargas móviles se basa en la aplicación directa que se asocia a este tipo de estudio en el diseño de viaductos. Esto se debe a que los propios viaductos suelen modelarse mediante modelos de tipo viga; pudiendo darse el caso también de que estén compuestos, si se habla de los elementos estructurales principales, exclusivamente por vigas.

Poco a poco los métodos de estudio fueron avanzando y Frýba propone un modelo teórico empleando el método de la transformada integral [15]. En él se calcula una estimación de la amplitud de la vibración libre. Por otro lado, la influencia de la interacción entre el vehículo y la estructura en vibración resonante es introducida por Li y Su [16]. Se concluye este estudio determinando que la respuesta máxima se produce en la primera velocidad de resonancia de la estructura. Esta conclusión permite restringir el rango de modos de vibración de la estructura a analizar, por lo que supuso un gran avance. Ju y Lin, por su parte, aportan un modelo de elementos finitos tridimensional para el estudio de los efectos de la resonancia en puentes de varios vanos [12]. En su estudio determinan que la frecuencia de la carga y la frecuencia natural del viaducto deben ser tan distintas como sea posible. Esta determinación se toma como válida también en puentes de un sólo vano, lo que permite aplicarla a los viaductos empleados como objeto de estudio del análisis realizado en este trabajo.

Y más tarde, no solamente se estudia la resonancia, sino que a Xia et al. también les interesó el estudio de los sistemas que ellos denominan como tren-puente para el análisis de su régimen resonante de acuerdo con los mecanismos de excitación presentes en los viaductos. Esto demuestra un incipiente interés por el estudio, no sólo de los elementos del problema, sino también de la interacción entre ellos.

Volviendo al análisis de los niveles de respuesta en vibración libre de vigas o puentes sometidos a cargas móviles y su efecto sobre las condiciones de amplificación y cancelación de la respuesta, es fundamental conocer cómo se ha modelado la estructura implementada en el modelo de cálculo. En una primera aproximación, se tomó como modelo simplificado del viaducto una viga simplemente apoyada sin tener en cuenta la interacción entre el terreno y la estructura [3, 26, 37]. Continuando con la evolución del modelo estructural, se llega a la viga elásticamente apoyada [26, 38]. Y, como último tipo de modelización del viaducto, se define, por parte de E. Moliner [2], una placa simple o elásticamente apoyada. La finalidad de la consideración del elemento placa en este modelo es el estudio de distintos modos de vibración en flexión longitudinal.

El siguiente factor de la modelización del sistema estructural cuya evolución temporal se va a analizar no es otro que el compuesto por las solicitaciones a las que se ve sometido el viaducto ferroviario. Este parámetro es de una elevada importancia ya que es el que provoca el comportamiento dinámico de la estructura estudiada.

El primer tipo de solicitación analizada es el correspondiente a una única carga móvil. Este primer y sencillo concepto ha sido muy utilizado por distintos investigadores [24, 25, 21, 22, 20]. Este modelo se puede emplear si la velocidad de circulación es baja; por lo que no es el más indicado para el estudio de líneas de alta velocidad. Otro modelo destacado es el de la masa móvil. Este tipo de modelización de las solicitaciones supone un avance en la sofisticación ya que tiene en cuenta la masa del tren. Aún así, se podría completar todavía más incluyendo el efecto de la suspensión del vehículo. De este modo y como último modelo planteado en este apartado, se plantea un modelo de tipo oscilatorio para diferentes valores de la rigidez de la suspensión [16, 12, 36, 30, 17].

En los análisis de los modelos de las cargas inducidas en los viaductos de tipo ferroviario, se observa como el modelo de la masa móvil no equivale al modelo del oscilador de rigidez infinita; lo que hace que se cuestione la validez del modelo constituido por una masa en movimiento. También cabe destacar la importancia de otra conclusión extraída de estos estudios: la interacción producida entre el tren y el puente es importante siempre que la relación entre las masas relativas del tren y el viaducto son dignas de tener en consideración.

Hasta ahora se han estudiado siempre casos y modelos en los que no se ha llegado siquiera a plantear el análisis de la interacción con el suelo del viaducto que se intenta modelar en estos trabajos. Sin embargo, y aún siendo una minoría, existen autores que se han lanzado a investigar acerca de dicha interacción; campo al que se suma este trabajo.

Algunos autores sugieren que la flexibilidad del suelo podría hacer que la velocidad de resonancia disminuyera [1] y [31].

Takemiya [33] y Takemiya y Bian [10] incluyen la interacción entre el suelo, la cimentación y el puente bajo cargas móviles empleando el método de la subestructura en el dominio de la frecuencia. La conclusión es que la interacción estudiada junto con el perfil de carga, la geometría del puente y las propiedades del suelo son propiedades fundamentales en este estudio dinámico.

También Ülker-Kaustell et al. [34] realizan un análisis cualitativo de la interacción dinámica entre el suelo y la estructura para un viaducto ferroviario de tipo marco; la contribución de la interacción mencionada a los ratios de amortiguación es relevante en suelos blandos. Con este modelo tan próximo al modelo desarrollado en este trabajo se completa el repaso de los antecedentes más relevantes.

1.3.1 *Análisis del Estado del Arte*

Como se ha podido observar en todos los apartados anteriores, la importancia que se le ha dado al comportamiento dinámico en el estudio de viaductos de alta velocidad ha ido en aumento, así como el desarrollo y la profundidad con la que este ámbito del diseño de puentes ha sido abordado. Un claro ejemplo de este fenómeno es el creciente interés por el desarrollo de la investigación relacionada con la influencia que tiene la interacción entre el suelo y la estructura sobre el comportamiento dinámico de los viaductos ferroviarios.

Este trabajo pretende unirse a esa tendencia de estudios de la respuesta dinámica, que pretende determinar las condiciones de máxima vibración libre y las de mínima vibración libre (o de cancelación). Se quiere hacer evolucionar un paso más estas investigaciones incluyendo un estudio paramétrico que permita conocer la evolución de el comportamiento dinámico en función de los valores que puedan tomar diversos factores como: las longitudes de los viaductos, los tipos de suelo, etc.

MODELO IMPLEMENTADO EN EL ESTUDIO

2.1 MODELO NUMÉRICO

Actualmente la interacción que se da entre el suelo y cualquier estructura que se asiente sobre él supone un campo de investigación de gran interés; sobre todo, claro está, en cuanto a lo que al estudio del comportamiento en regímenes vibratorio y dinámico se refiere.

Los problemas típicos para los que esta interacción se ha presentado como un factor determinante y, por lo tanto, han suscitado el interés de los investigadores por este fenómeno, no son casos aislados. Las solicitaciones sísmicas, el comportamiento dinámico de cimentaciones, las vibraciones transmitidas por maquinaria rotativa y, como no, los efectos asociados a las solicitaciones de tipo ferroviario son algunos de los ejemplos más claros de la presencia de la interacción suelo-estructura en el mundo del cálculo estructural. Aunque el último de estos ejemplos es el que ocupa el desarrollo del modelo implementado en el estudio, es destacable que no se trata de un caso aislado ya que en todos ellos se necesita conocer los efectos derivados del amortiguamiento y de la flexibilidad del terreno.

Para el caso en el cual se centra este estudio, viaductos ferroviarios de luces entre medias y cortas, dicha interacción es un factor fundamental en el análisis ya que es la encargada de acoplar el comportamiento dinámico de la estructura con la capacidad de propagación de ondas del suelo; y todo ello mediante la transmisión de solicitaciones dinámicas entre ambos elementos, el viaducto y el suelo. Este carácter dual es el que lleva a emplear un modelo numérico basado en las formulaciones de los métodos de los elementos finitos (MEF) [29] y los elementos de contorno (MEC) [11]. En el estudio esta determinación ha sido tomada por muchos otros investigadores [13, 5, 28, 18] para el estudio de este tipo de problemas con muy buenos resultados, lo que hace pensar que es un procedimiento adecuado para el desarrollo de este trabajo. Los dos métodos empleados se escogen porque el método de los elementos finitos es capaz de modelar el comportamiento dinámico de las estructuras permitiendo la consideración de efectos no lineales [32]; y el método de los elementos de contorno por tener la capacidad de considerar el suelo como un espacio semi-infinito y también influye el hecho de que tenga la capacidad implícita de cumplir la condición de radiación de Sommerfeld [4].

tanto para el desarrollo como para el acoplamiento de los métodos de cálculo en el dominio del tiempo, se ha recurrido a un paquete de funciones implementado en Matlab denominado SSiFiBo (Soil-Structure Interaction Finite and Boundary elements; Interacción Suelo-Estructura con elementos Finitos y de Contorno). El fundamento del proceso de cálculo llevado a cabo por esta herramienta es

la descomposición del problema en dos subdominios: el de los elementos finitos, en el cual se incluye la estructura en sí; y el de los elementos de contorno, que se encarga del terreno subyacente a dicha estructura. Tanto el método de los elementos finitos como el método de los elementos de contorno se basan en la resolución paso a paso de un problema en el dominio del tiempo para obtener la evolución temporal de las variables que se quieran estudiar.

Dichas variables son los desplazamientos y las tracciones, y ambas se deben caracterizar mediante unas funciones de interpolación que son de dos tipos en función de la variable que se pretenda determinar. Para las tracciones se emplean funciones de tipo constante, mientras que para el caso de los desplazamientos se utilizan interpolaciones lineales. Otro elemento auxiliar que, junto con las funciones de interpolación, permite la caracterización de las variables del estudio es el elemento encargado de la discretización espacial del modelo. Dicho elemento es cuadrático rectangular y tiene nueve nodos. Después de todas estas consideraciones previas se procede a la explicación de las diferentes formulaciones que toman los métodos empleados, y cómo éstas se desarrollan en el paquete de funciones de Matlab, SSIFiBo [7].

2.1.1 Formulación del Método de los Elementos Finitos (MEF) en el dominio del tiempo

Para comenzar la descripción de la formulación del método de los elementos finitos se plantea su ecuación de equilibrio en el dominio del tiempo para un sistema estructural [?]:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}^n + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}^n + \mathbf{K}\mathbf{u}^n = \mathbf{f}^n \quad (2.1)$$

donde \mathbf{M} , \mathbf{C} y \mathbf{K} son, respectivamente, las matrices de masa, de amortiguamiento y de rigidez del sistema para el que se plantea la ecuación de equilibrio; \mathbf{u}^n , $\dot{\mathbf{u}}^n$ y $\ddot{\mathbf{u}}^n$ son, respectivamente, los desplazamientos, las velocidades y las aceleraciones de los nodos del modelo; \mathbf{f}^n son las fuerzas externas aplicadas; y n es el paso de tiempo estudiado.

La ecuación de equilibrio (2.1) se resuelve mediante el método de Newmark ¹[27], obteniendo las siguientes expresiones:

$$\dot{\mathbf{u}}^n = \dot{\mathbf{u}}^{n-1} + [(1 - \delta)\ddot{\mathbf{u}}^{n-1} + \delta\ddot{\mathbf{u}}^n]\Delta t \quad (2.2)$$

$$\mathbf{u}^n = \mathbf{u}^{n-1} + \dot{\mathbf{u}}^{n-1}\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{\mathbf{u}}^{n-1} + \alpha\ddot{\mathbf{u}}^n \right] \Delta t^2 \quad (2.3)$$

donde α y δ son los parámetros de integración del método de Newmark.

Si se definen la siguiente serie de parámetros:

¹ Se emplea el algoritmo de Newmark generalizado de grado 2 y orden 2, el cual se basa en la expansión de las diferencias finitas de las variables estudiadas en el intervalo de tiempo Δt y en el paso de tiempo n

$$a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2} \quad (2.4)$$

$$a_1 = \frac{\delta}{\alpha \Delta t} \quad (2.5)$$

$$a_2 = \frac{1}{\alpha \Delta t} \quad (2.6)$$

$$a_3 = \frac{1}{2\alpha} - 1 \quad (2.7)$$

$$a_4 = \frac{\delta}{\alpha} - 1 \quad (2.8)$$

$$a_5 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right) \quad (2.9)$$

$$a_6 = \Delta t(1 - \delta) \quad (2.10)$$

$$a_7 = \delta \Delta t \quad (2.11)$$

se pueden redefinir las ecuaciones anteriores (2.2) y (2.3) quedando de la siguiente forma:

$$\ddot{\mathbf{u}}^n = a_0(\mathbf{u}^n - \mathbf{u}^{n-1}) - a_2 \dot{\mathbf{u}}^{n-1} - a_3 \ddot{\mathbf{u}}^{n-1} \quad (2.12)$$

$$\dot{\mathbf{u}}^n = \dot{\mathbf{u}}^{n-1} + a_6 \ddot{\mathbf{u}}^{n-1} + a_7 \ddot{\mathbf{u}}^n \quad (2.13)$$

Y si estas ecuaciones que se acaban de obtener (2.12 y 2.13) se introducen en la ecuación de equilibrio del sistema (2.1) se obtiene la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} (a_0 \mathbf{M} + a_1 \mathbf{C} + \mathbf{K}) \mathbf{u}^n = \\ = \mathbf{f}^n + \mathbf{M}(a_0 \mathbf{u}^{n-1} + a_2 \dot{\mathbf{u}}^{n-1} + a_3 \ddot{\mathbf{u}}^{n-1}) + \mathbf{C}(a_1 \mathbf{u}^{n-1} + a_4 \dot{\mathbf{u}}^{n-1} + a_5 \ddot{\mathbf{u}}^{n-1}) \end{aligned} \quad (2.14)$$

Esta expresión obtenida (2.14) se puede condensar gracias a la matriz de rigidez dinámica, la cual se define como:

$$\mathbf{D} = a_0 \mathbf{M} + a_1 \mathbf{C} + \mathbf{K}$$

y agrupando la influencia de los pasos anteriores en el término independiente \mathbf{f}^{n-1} , se llega a la expresión siguiente:

$$\mathbf{D} \mathbf{u}^n = \mathbf{f}^n + \mathbf{f}^{n-1} \quad (2.15)$$

Y de esta igualdad se obtienen los desplazamientos nodales \mathbf{u}^n ; y las velocidades $\dot{\mathbf{u}}$ y las aceleraciones $\ddot{\mathbf{u}}$ correspondientes se pueden obtener gracias a las ecuaciones (2.12) y (2.13).

2.1.2 Formulación del Método de los Elementos de Contorno (MEC) en el dominio del tiempo

Siguiendo con el desarrollo de los métodos implementados en el modelo numérico, ahora se va a describir brevemente la formulación del método encargado del comportamiento dinámico del suelo².

Si no se considera la presencia de fuerzas de volumen ni la de condiciones iniciales nulas, los desplazamientos u en un punto i del contorno del dominio elástico en el instante t se expresan:

$$\begin{aligned} c_{lk}^i u_k^i(\mathbf{x}^i, t) &= \\ &= \int_0^{t^+} \int_{\Gamma} u_{lk}^*(\mathbf{x}, t - \tau; \mathbf{x}^i) p_k(\mathbf{x}, \tau) d\Gamma(\mathbf{x}) d\tau - \int_0^{t^+} \int_{\Gamma} p_{lk}^*(\mathbf{x}, t - \tau; \mathbf{x}^i) u_k(\mathbf{x}, \tau) d\Gamma(\mathbf{x}) d\tau \end{aligned} \quad (2.16)$$

donde u_k y p_k son, respectivamente, los desplazamientos y las tracciones en la componente k ; u_{lk}^* y p_{lk}^* son los tensores de la solución fundamental en desplazamientos y tracciones [8] en un punto \mathbf{x} del sistema producidos por una carga impulsiva aplicada en el punto \mathbf{x}^i en la dirección l ; y donde c_{lk}^i es el término libre que depende de la geometría del contorno en el punto i [19].

Los desplazamientos y las tracciones en el contorno se aproximan gracias a los valores nodales u_k^{mj} y p_k^{mj} en cada instante de tiempo m mediante las funciones de interpolación espacial ϕ^j y ψ^j , y las de interpolación temporal η^m y μ^m .

Ya con las variables definidas en el contorno, la ecuación anterior (2.16) pasa a tomar la siguiente forma:

$$\begin{aligned} c_{lk}^i u_k^{ni} &= \\ &= \sum_{m=1}^n \sum_{j=1}^Q \left[\left\{ \int_{\Gamma_j} \int_{\Delta t_m} u_{lk}^* \mu^m d\tau \psi^j d\Gamma \right\} p_k^{mj} - \left\{ \int_{\Gamma_j} \int_{\Delta t_m} p_{lk}^* \eta^m d\tau \phi^j d\Gamma \right\} u_k^{mj} \right] \end{aligned} \quad (2.17)$$

donde Q es el número de nodos y Γ_j son los elementos a los que pertenece el nodo j .

Si se sustituyen las integrales temporales de los términos de la solución fundamental $u_{lk}^* \mu^m$, $p_{lk}^* \eta^m$ y por U_{lk}^{nm} y P_{lk}^{nm} en la ecuación anterior (2.17) y para cada paso de tiempo se obtiene:

$$c_{lk}^i u_k^{ni} = \sum_{m=1}^n \sum_{j=1}^Q \left[\left\{ \int_{\Gamma_j} U_{lk}^{nm} \psi^j d\Gamma \right\} p_k^{mj} - \left\{ \int_{\Gamma_j} P_{lk}^{nm} \phi^j d\Gamma \right\} u_k^{mj} \right] \quad (2.18)$$

y si se desea expresar la ecuación obtenida (2.18) de una forma más compacta se puede concluir en la obtención de la siguiente expresión:

$$c_{lk}^i u_k^{ni} = \sum_{m=1}^n \sum_{j=1}^Q \left[G_{lk}^{nmij} p_k^{mj} - \hat{H}_{lk}^{nmij} u_k^{mj} \right] \quad (2.19)$$

² La formulación completa del método puede encontrarse en la referencia [?].

Después, se incluye un término independiente c_{lk}^i en la ecuación, lo que hace que la ecuación anterior (2.19) se convierta en:

$$\sum_{m=1}^n \sum_{j=1}^Q H_{lk}^{nmij} u_k^{mj} = \sum_{m=1}^n \sum_{j=1}^Q G_{lk}^{nmij} p_k^{mj} \quad (2.20)$$

donde u_k^{mj} son los desplazamientos de un punto i en el paso de tiempo n ; y p_k^{mj} son las tracciones para el punto i en el paso de tiempo n .

En consideración con lo referente a la sumatoria en todos los nodos del contorno del sistema, la expresión se podría reescribir quedando:

$$\mathbf{H}^{nn} \mathbf{u}^n = \mathbf{G}^{nn} \mathbf{p}^n + \sum_{m=1}^{n-1} (\mathbf{G}^{nm} \mathbf{p}^m - \mathbf{H}^{nm} \mathbf{u}^m) \quad (2.21)$$

La opción de resolución de esta ecuación es la solución fundamental del espacio completo [4]. Para obtenerla se deben realizar integraciones temporales, empleando funciones de interpolación ³; así como espaciales, empleando la discretización espacial ⁴. Ambos tipos de integración se realizan en la ecuación (2.17).

Teniendo todo esto en cuenta y aplicando un método de resolución que permite estabilizar el método mediante el cálculo de cada paso de tiempo empleando combinaciones lineales de las ecuaciones de pasos de tiempo anteriores [11], se reescribe la ecuación (2.21).

$$\begin{aligned} & \left\{ 4\mathbf{H}^{nn} + \mathbf{H}^{(n+1)n} \right\} \mathbf{u}^n = \\ & = \left\{ 4\mathbf{G}^{nn} + \mathbf{G}^{(n+1)n} \right\} \mathbf{p}^n + \mathbf{H}^{nn} \mathbf{u}^{(n-1)} - \mathbf{G}^{nn} \mathbf{p}^{(n-1)} + \sum_{m=1}^{n-1} \left\{ \left(\mathbf{G}^{(n+1)m} + 2\mathbf{G}^{nm} + \mathbf{G}^{(n-1)m} \right) \mathbf{p}^m - \right. \\ & \left. - \left(\mathbf{H}^{(n+1)m} + 2\mathbf{H}^{nm} + \mathbf{H}^{(n-1)m} \right) \mathbf{u}^m \right\} \end{aligned} \quad (2.22)$$

³ Las funciones de interpolación, tal y como se comentó en apartados anteriores, son lineales para los desplazamientos y constantes para las tracciones

⁴ Las integrales espaciales se calculan mediante la subdivisión del contorno en coordenadas naturales asociadas a los elementos cuadráticos rectangulares de nueve nodos

Con el objetivo de reducir el coste computacional que supondrá al paquete de funciones este método, se aplica en esta formulación una técnica de truncamiento basada en la interpolación de matrices [11]; lo que permite volver a reescribir la expresión obtenida anteriormente(2.22):

$$\begin{aligned}
& \{4\mathbf{H}^1 + \mathbf{H}^2\} \mathbf{u}^n = \\
& = \{4\mathbf{G}^1 + \mathbf{G}^2\} \mathbf{p}^n - (\mathbf{G}^1 \mathbf{p}^{(n-1)} - \mathbf{H}^1 \mathbf{u}^{(n-1)}) + \sum_{m=1}^{L-1} \left\{ \mathbf{G}^m (\mathbf{p}^{n-m+2} + 2\mathbf{p}^{n-m+1} + \mathbf{p}^{n-m}) - \right. \\
& - \mathbf{H}^m (\mathbf{u}^{n-m-2} + 2\mathbf{u}^{n-m+1} + \mathbf{u}^{n-m}) \left. \right\} + \sum_{m=L}^{n-1} \left\{ \sum_{j=1}^k [\mathbf{G}_j I(m, j)] (\mathbf{p}^{n-m+2} + 2\mathbf{p}^{n-m+1} + \mathbf{p}^{n-m}) - \right. \\
& \left. - \sum_{j=1}^k [\mathbf{H}_j I(m, j)] (\mathbf{u}^{n-m-2} + 2\mathbf{u}^{n-m+1} + \mathbf{u}^{n-m}) \right\} \quad (2.23)
\end{aligned}$$

donde el superíndice de las matrices expresa la relación $(n - m + 1)$; $I(m, j)$ son los coeficientes de interpolación en el instante de tiempo t_j^I . Estos últimos se calculan por uno de los dos métodos siguientes.

El método de los polinomios de Chebyshev-Lagrange calcula el valor de los coeficientes de interpolación de la siguiente manera:

$$I(m, j) = \prod_{i=1, i \neq j}^k \frac{t_m - t_i^I}{t_j^I - t_i^I} \quad t_m \in [t_j^I, t_{j+1}^I] \quad (2.24)$$

El segundo método propuesto es el de las funciones de interpolación multi-lineales:

$$I(m, j) = \frac{t_{j+1}^I - t_m}{t_{j+1}^I - t_j^I} \quad t_m \in [t_j^I, t_{j+1}^I] \quad (2.25)$$

donde, para ambos métodos (2.24 y 2.25), $t_m = m\Delta t$ es el tiempo en el que se obtienen las matrices mediante la interpolación; t_j^I son los instantes en los que se computan las matrices \mathbf{H}_j y \mathbf{G}_j .

Dichos instantes (t_j^I) están determinados por las siguientes relaciones para realizar la interpolación con polinomios de Chebyshev-Lagrange y con funciones multi-lineales, respectivamente:

$$t_j^I = \frac{1}{2} \left[(t_N - t_L) \cos \left(\frac{2j-1}{2k} \pi \right) + (t_N + t_L) \right] \quad j = 1, \dots, k \quad (2.26)$$

$$t_j^I = t_L + (t_N - t_L) \left(\frac{j-1}{k-1} \right)^{k^p} \quad j = 1, \dots, k \quad (2.27)$$

Teniendo en cuenta las condiciones de contorno se pueden reorganizar las columnas de \mathbf{H}^1 y \mathbf{G}^1 para tratar de resolver la ecuación (2.24); la cual puede reescribirse como:

$$\mathbf{A}^n \mathbf{x}^n = \mathbf{B}^n \mathbf{y}^n + \mathbf{q}^{n-1} \quad (2.28)$$

donde \mathbf{A}^n es una matriz que contiene las columnas asociadas a los grados de libertad en los que son desconocidos los desplazamientos o las tracciones nodales; \mathbf{B}^n es una matriz formada por las columnas de \mathbf{H}^1 y \mathbf{G}^1 que multiplican a los términos de los vectores \mathbf{u}^n y \mathbf{p}^n conocidos por las condiciones de contorno; \mathbf{x}^n son las incógnitas del problema; \mathbf{y}^n son los valores conocidos de las condiciones de contorno; y \mathbf{q}^{n-1} es la influencia de los pasos de tiempo anteriores.

2.1.2.1 Formulación del Acoplamiento MEF-MEC

Ya se conocen los modos en que se desarrollan las formulaciones de los dos métodos de cálculo por separado. Pero, falta saber cómo se acoplan estos dos métodos en uno solo para implementarse simultáneamente en un mismo modelo. Este punto es fundamental ya que el trabajo tiene como objetivo el estudio de la interacción entre el suelo y la estructura.

El primer paso en esta parte de la formulación, tal y como ya se comentó, es la división del dominio global del sistema Ω en dos subdominios Ω_f y Ω_b discretizados mediante elementos finitos y de contorno, respectivamente.

Como siguiente paso se redefine la ecuación (2.22) asociada al método de los elementos de contorno, de manera que se dividen los nodos donde se aplica el método de los elementos de contorno en dos grupos:

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} \mathbf{H}_{cc}^{nm} & \mathbf{H}_{cb}^{nm} \\ \mathbf{H}_{bc}^{nm} & \mathbf{H}_{bb}^{nm} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_c^n \\ \mathbf{u}_b^n \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} \mathbf{G}_{cc}^{nm} & \mathbf{G}_{cb}^{nm} \\ \mathbf{G}_{bc}^{nm} & \mathbf{G}_{bb}^{nm} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{p}_c^n \\ \mathbf{p}_b^n \end{bmatrix} + \\ \sum_{m=1}^{n-1} \left(\begin{bmatrix} \mathbf{G}_{cc}^{nm} & \mathbf{G}_{cb}^{nm} \\ \mathbf{G}_{bc}^{nm} & \mathbf{G}_{bb}^{nm} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{p}_c^m \\ \mathbf{p}_b^m \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \mathbf{H}_{cc}^{nm} & \mathbf{H}_{cb}^{nm} \\ \mathbf{H}_{bc}^{nm} & \mathbf{H}_{bb}^{nm} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_c^m \\ \mathbf{u}_b^m \end{bmatrix} \right) \end{aligned} \quad (2.29)$$

donde c es un subíndice que se asocia a los nodos del dominio Ω asociados a la interfase, y por tanto a los dos subdominios; b es el subíndice que se asocia con el resto de nodos de Ω_b que no se encuentran en la interfase.

Ahora es el turno de hacer lo propio con el método de los elementos finitos, introduciéndolo al acoplamiento mediante la redefinición de la ecuación (2.15):

$$\begin{bmatrix} \mathbf{D}_{cc}^n & \mathbf{D}_{cf}^n \\ \mathbf{D}_{fc}^n & \mathbf{D}_{ff}^n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_c^n \\ \mathbf{u}_f^n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{f}_c^n \\ \mathbf{f}_f^n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{f}_c^{n-1} \\ \mathbf{f}_f^{n-1} \end{bmatrix} \quad (2.30)$$

donde c es un subíndice que se asocia a los nodos del dominio Ω asociados a la interfase, y por tanto a los dos subdominios; f es el subíndice que se asocia con el resto de nodos de Ω_f que no se encuentran en la interfase.

Si se imponen las condiciones de equilibrio y compatibilidad pertinentes en la interfase común a los dos subdominios, se genera un sistema de ecuaciones global que tiene la siguiente forma:

$$\begin{aligned}
& \begin{bmatrix} \mathbf{H}_{cc}^{nn} & \mathbf{H}_{cb}^{nn} & -\widehat{\mathbf{G}}_{cc}^{nm} & \mathbf{0} \\ \mathbf{H}_{bc}^{nn} & \mathbf{H}_{bb}^{nn} & -\widehat{\mathbf{G}}_{bc}^{nm} & \mathbf{0} \\ \mathbf{D}_{cc}^n & \mathbf{0} & -\mathbf{I} & \mathbf{D}_{cf}^n \\ \mathbf{D}_{fc}^n & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{D}_{ff}^n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_c^n \\ \mathbf{u}_b^n \\ \mathbf{f}_c^n \\ \mathbf{u}_f^n \end{bmatrix} = \\
& = \begin{bmatrix} \widehat{\mathbf{G}}_{cb}^{nm} \mathbf{f}_b^n \\ \widehat{\mathbf{G}}_{bb}^{nm} \mathbf{f}_b^n \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{f}_f^n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sum_{m=1}^{n-1} \left(\widehat{\mathbf{G}}_{cc}^{nm} \mathbf{f}_c^m + \widehat{\mathbf{G}}_{cb}^{nm} \mathbf{f}_b^m - \mathbf{H}_{cc}^{nm} \mathbf{u}_c^m - \mathbf{H}_{cb}^{nm} \mathbf{u}_b^m \right) \\ \sum_{m=1}^{n-1} \left(\widehat{\mathbf{G}}_{bc}^{nm} \mathbf{f}_c^m + \widehat{\mathbf{G}}_{bb}^{nm} \mathbf{f}_b^m - \mathbf{H}_{bc}^{nm} \mathbf{u}_c^m - \mathbf{H}_{bb}^{nm} \mathbf{u}_b^m \right) \\ \mathbf{f}_c^{n-1} \\ \mathbf{f}_f^{n-1} \end{bmatrix} \quad (2.31)
\end{aligned}$$

donde se cumple la igualdad $\widehat{\mathbf{G}} = \mathbf{G}\mathbf{L}^{-1}$; y \mathbf{L} es la matriz de transformación de tracciones nodales (\mathbf{p}) a fuerzas nodales (\mathbf{f}):

$$\mathbf{f} = \left[\sum_{a=1}^A \int_{\Gamma} \mathbf{N}_a^T \mathbf{N}_a d\Gamma \right] \mathbf{p} = \mathbf{L} \mathbf{p} \quad (2.32)$$

donde \mathbf{N}_a son las funciones de forma; y el sumatorio se extiende al conjunto de los elementos A que contiene un mismo nodo del contorno.

La ecuación del sistema global (2.31) describe el comportamiento dinámico del dominio global Ω , donde las incógnitas en los nodos de la interfase son los desplazamientos y las fuerzas nodales; y en el resto de nodos depende de las condiciones de contorno del problema.

Con el problema totalmente definido y las formulaciones correctamente implementadas, sólo queda mencionar el modo en que trabaja SSiFiBo con todos estos algoritmos para obtener una solución global a partir de las fórmulas propias de los métodos y de su correspondiente acoplamiento. Unas subrutinas se encargan de implementar el método de los elementos de contorno en todo el dominio del tiempo mediante unos incrementos temporales. Por su parte, el método de los elementos finitos se desarrolla en Ansys exportando la parte de la estructura en sí (el subdominio Ω_f) a dicho programa y calculando la solución. El código fuente calcula las matrices de los elementos de contorno para todos los pasos de tiempo, así como las matrices de rigidez de los elementos finitos. Acto seguido se imponen las condiciones de equilibrio y compatibilidad en la interfase común a los dos subdominios, generándose así el sistema de ecuaciones del que se obtiene la solución global. Por último, se calcula dicha solución para todos los pasos de tiempo.

2.2 MODELO GEOMÉTRICO

Una vez se ha descrito el modelo numérico al completo, ya se conoce cómo la herramienta SSIFiBo va a calcular la solución del problema planteado. Sin embargo, no se conocen ni las características concretas de la modelización que definirá el problema a tratar en el trabajo ni las solicitaciones a las que dicho modelo estará sometido. Para caracterizar el problema que estudia este trabajo, se define un modelo simplificado del mismo; el cual se ve afectado por el hecho de que el análisis realizado sea de tipo paramétrico, tal y como se verá a continuación. Para la definición de las solicitaciones se redacta más adelante una descripción de los modelos de carga.

2.2.0.1 *Caracterización del Modelo del Viaducto*

En este epígrafe se procede a describir el modelo que se ha implementado para representar el sistema completo que se estudia en este trabajo, el cual está compuesto por la estructura del viaducto en sí y su suelo subyacente. Con este fin último se va a caracterizar cómo es el tipo de viaductos ferroviarios estudiados (de luces entre cortas y medias) en la realidad; para luego proceder a enumerar las características del modelo simplificado de cálculo que modela dichos puentes. La justificación de la simplificación que supone el modelo, se trata en el apartado siguiente.

La tipología en la que todos los casos analizados van a incluirse es la de puentes de un sólo vano isostáticos de luces entre medias y cortas con una única vía sobre el tablero. Éste, suele construirse con la ayuda de vigas y losas de hormigón pretensado prefabricadas; lo hace que la viga pueda considerarse de propiedades estructurales homogéneas a lo largo de toda su longitud. Tal y como se dijo anteriormente, el modelo no incluye apoyos intermedios, sino que los únicos apoyos presentes van a situarse en los estribos sobre las cimentaciones de los mismos. Los apoyos mencionados se suelen llevar a cabo mediante la colocación de unos elementos de apoyo de neopreno de unos 20mm de grosor. Para la caracterización de los estribos, se suele escoger una morfología de estribo de tipo cerrado simple, constituido básicamente por un muro en L centrado de forma que la reacción generada en el apoyo del viaducto se transmita directamente al plano central del eje. El pie del muro en L, que se suele orientar hacia su trasdós, hace las funciones de zapata de cimentación a la vez que cumple con su labor estabilizadora en cuanto a lo que comportamiento del muro se refiere.

Una vez conocida la descripción real del tipo de puente que se tienen en cuenta en este trabajo, se toman una serie de simplificaciones; las cuales permiten modelar el sistema al completo. En primer lugar, el tablero del puente ferroviario se simplifica mediante la implementación de un modelo de tipo viga, con las propiedades de la sección transversal típica de un tablero en un viaducto ferroviario de luz corta o media. Las propiedades de la sección transversal pueden considerarse, para un mismo caso, siempre las mismas gracias a que el tablero, se definió anteriormente como un elemento homogéneo en cuanto a propiedades estructurales se refiere.

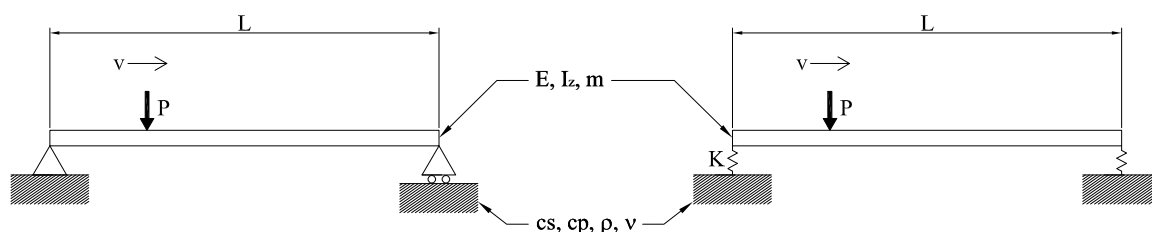


Figura 2.1: Esquema de los modelos simplificados de vigas simple y elásticamente apoyadas y los parámetros que definen las propiedades de sus elementos

Los parámetros que definen la viga que modela el tablero del viaducto son:

- Rigidez a Flexión Longitudinal: EI_z
- Masa: $m = L \cdot 1000 \text{ kg/m}^2$

La rigidez de la viga que modela el viaducto se obtiene gracias a la definición de la frecuencia estructural proporcionada por el Eurocódigo ?? y el valor tomado en cada uno de los casos estudiados.

$$EI = \frac{w^2}{\left(\frac{\pi}{L}\right)^4} = \frac{(2\pi f)^2}{\left(\frac{\pi}{L}\right)^4} \quad (2.33)$$

Las cimentaciones se modelan como dos placas que se suponen rígidas.⁵ Cada una de las placas se asocia a una zapata de cimentación en un estribo; por lo que tienen las mismas dimensiones. En el caso de viaducto estudiado en el trabajo, se toma una zapata de $5 \times 5 \text{ m}$ que permanece constante en el estudio. Esto no le resta generalidad al estudio paramétrico; sino que simplemente hace que el análisis de este trabajo se centre en el comportamiento dinámico del tablero, y no así en el de las cimentaciones.

Por otra parte, el suelo que soporta el viaducto a través de su cimentación es considerado un semi-espacio homogéneo y viscoelástico. Su rigidez o flexibilidad será caracterizada gracias a la velocidad

⁵ suposición que se podría comprobar con este mismo modelo mediante el cálculo de desplazamientos y la comprobación de la resistencia de la zapata a partir de los esfuerzos presentes en la estructura.

de propagación de las ondas sísmicas en este medio, la cual es una de las variables más importantes en el estudio paramétrico realizado en este trabajo, tal y como se verá en análisis posteriores. El terreno sobre el que se construye el viaducto se modela teniendo en cuenta que el método empleado para su estudio, tal y como se determina en el apartado correspondiente, es el método de los elementos de contorno. Esto influye en que se debe definir su superficie como la superficie libre del semiespacio que modela el suelo en este apartado. Los parámetros que definen el terreno subyacente al viaducto son:

- Densidad: $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$
- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0.35$
- Velocidad de Propagación de las Ondas Sísmicas de Tipo S: variable ($c_s = 80, 150, 220, 365 \text{ m/s}$)
- Velocidad de Propagación de las Ondas Sísmicas de Tipo P: variable ($c_p = 16, 300, 440, 730 \text{ m/s}$)

Tras conocer las propiedades de los diferentes elementos del modelo (viga y suelo), se deben ensamblar éstos para formar un solo modelo de cálculo. El tablero del viaducto se va a considerar simple o elásticamente apoyado en los apoyos de los estribos. La modelización de los estribos considera que estos elementos permanecen totalmente rígidos por lo que los elementos encargados de la caracterización de los estribos en este modelo simplificado son exclusivamente una serie de condiciones cinemáticas. Estas condiciones simularán la transmisión de cargas entre el tablero y la cimentación; así como la distribución de cargas en la superficie de la zapata. Este elemento, la zapata, se ha modelizado como una placa rígida que transmite su carga al suelo gracias al acoplamiento entre el método de elementos finitos y el de los elementos de contorno a través de sus respectivas discretizaciones.

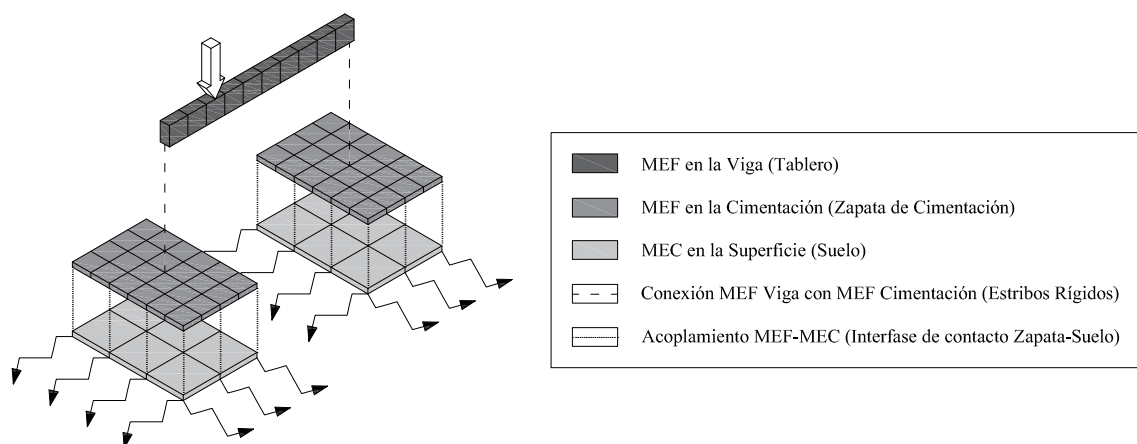


Figura 2.2: Esquema de las discretizaciones propuestas para el MEF y el MEC en el modelo simplificado de viga simple y las condiciones entre ellas

2.2.0.2 Justificación de las Simplificaciones del Modelo del Viaducto

Ya con los elementos del modelo descritos, se enumeran los motivos que han llevado a la implementación de un modelo como el desarrollado en el epígrafe anterior. Existen dos motivaciones principales que han conducido a este trabajo a tomar un modelo estructural simplificado: el hecho de que el objetivo fundamental de dicho trabajo es la evaluación de los efectos de la interacción suelo-estructura y no el estudio de uno de sus elementos en concreto; y el carácter paramétrico y, por tanto, generalista de todos los estudios analizados en el trabajo. A continuación se desarrollan con mayor profundidad estas dos ideas.

En primer lugar se ha destacado la importancia de tener en cuenta que la interacción entre el suelo y la estructura es nuestro objeto de estudio, y no los posibles efectos de las cargas desacoplados de dicha interacción. Bien es cierto que los efectos de la interacción estudiada se miden a partir de los diferentes comportamientos del viaducto en este caso, y por ello no se debe perder en ningún momento la validez de los resultados obtenidos del modelo. Sin embargo estos resultados del comportamiento dinámico de la viga no son el objeto del análisis principal. Todo esto desemboca en la simplificación del tablero del viaducto en una viga de propiedades conocidas y homogéneas. Esta viga representa aceptable y suficientemente el comportamiento del tablero con las solicitaciones que se deben soportar en dicho elemento estructural sobre todo cuando el comportamiento a analizar es el asociado a la flexión simple

longitudinal del tablero. Dado que se caracteriza el efecto de la interacción suelo-estructura mediante el análisis de la respuesta vertical del tablero y que en la resonancia el estudio se centra en el primer modo de vibración a flexión longitudinal, esta simplificación se considera válida gracias a ??.

En segundo lugar se hizo énfasis en el carácter paramétrico de los estudios realizados. Esta característica del trabajo hace que el número de casos o viaductos a estudiar sea elevado, lo que no permite un modelo de cálculo excesivamente complejo. Esto se debe a que el coste computacional en el caso de que el modelo fuera más complejo se multiplicaría y sería demasiado elevado como para ser abarcado en este trabajo. En cambio, cuanto más se ajuste el coste computacional de cada uno de los casos mayor será el número de casos estudiados, lo que permitirá un estudio más completo y exhaustivo. Llegado este punto, se debe destacar la importancia que recae en la elección de una relación razonable entre el nivel de modelización y el coste computacional. El modelo debe ser lo suficientemente complejo como para obtener resultados fiables, y lo suficientemente simplificado como para poder implementarse y calcularse en un gran número de casos.

Por todo ello se concluye que el modelo escogido es el apropiado para la obtención de tendencias cualitativas generalistas en parámetros que rigen el comportamiento dinámico que ayuden a encaminar y contextualizar los posibles estudios posteriores asociados a una mayor profundidad y complejidad en la modelización de casos más concretos.

2.2.0.3 *Modelo de las Solicitaciones*

Con el modelo de la parte del sistema que compone el viaducto en sí ya caracterizado, se procede a la explicación de la modelización de las cargas o sollicitaciones que debe asumir dicho viaducto. Estas modelizaciones tienen como objetivo fundamental o bien simplificar las condiciones de carga, o bien ser lo más fieles posibles a estas condiciones de carga, intentando reproducirlas tal y como se darán en la realidad. En el primer caso, se aplican simplificaciones que permiten un análisis cualitativo de las tendencias generales de la respuesta dinámica permitiendo así un estudio de las mismas sin tener que considerar las cargas tal y como se dan en la realidad. En el segundo caso, en cambio, se trata modelar el problema de manera más precisa que permita obtener resultados que se ajusten en mayor medida al comportamiento real del viaducto. A continuación se describen las dos posibilidades para modelizar las sollicitaciones a las que se ve sometido el viaducto.

A lo largo del estudio se van a analizar varios aspectos de la respuesta dinámica de los viaductos de luces medias y cortas sometidos al paso de un tren de alta velocidad, sin embargo, no en todos los apartados del estudio va a ser necesario modelar las cargas reales del tren. Hay determinadas variables o tendencias en la respuesta analizada que pueden ser detectadas simplificando el tren de cargas a una sola carga puntual. Dicha carga puntual, eso sí, debe circular a lo largo del puente con la misma velocidad que lo haría el tren al que sustituye. Este tipo de modelos simplificados permite la

detección de fenómenos y tendencias generales sin necesidad de un elevado coste computacional como el asociado a los modelos más complejos descritos a continuación.

Se debe puntualizar en este apartado que la carga puntual impulsiva empleada en algunos apartados para calcular la frecuencia fundamental del viaducto no es una simplificación, ni tan siquiera una modelización, del tren que circula en el caso real. Dicha carga exclusivamente tiene la finalidad de permitir el análisis de los modos de vibración tras su aplicación. Por todo ello esa carga no se considera un modelo simplificado.

Para los casos en los que sí se quiere conocer la respuesta real del viaducto al paso del tren se debe implementar un modelo más complejo y preciso que los modelos simplificados. Este modelo más sofisticado debe tener en cuenta factores como, por ejemplo, la composición del tren, la carga transmitida por cada eje, etc.

El tipo de modelo de tren implementado es el propuesto en el Eurocódigo ?? y denominado mediante el acrónimo HSLM-A. Este tipo de composiciones se caracterizan por incluir dos vagones locomotora idénticos, uno en cabeza y otro en cola, que serán los encargados de la tracción; y N vagones de pasajeros consecutivos entre las dos locomotoras. Los vagones de tracción cuentan con dos ejes en cada extremo del vagón; dichas parejas separadas por $11m$ entre las dos ruedas interiores y, por $3m$ entre los ejes que forman cada pareja. Los vagones de pasajeros contiguos a las locomotoras tienen una pareja de ejes separados $3.525m$ del eje más cercano de la locomotora, y $3m$ entre sí; y se encuentran situados en el extremo más próximo a dicha locomotora, mientras que en el otro extremo tiene un solo eje. Todos los vagones intermedios se modelan con un eje en cada extremo de dicho vagón. Los ejes intermedios se encuentran separados una distancia d del eje más cercano del vagón contiguo, y una distancia D del eje más alejado del vagón contiguo. En el modelo implementado se distinguen 8 ejes dedicados a modelar las dos locomotoras, 6 ejes modelizando los vagones contiguos a sendas locomotoras y 36 ejes entre los vagones descritos anteriormente; lo que hará un total de 50 ejes que modelan el paso de un tren de alta velocidad.

Cabe destacar que para el modelo de tren seleccionado los valores de D y d son 18 y $2m$, respectivamente; así como que la carga transmitida por cada uno de los ejes, en función de lo recogido en el Eurocódigo ??, se considera de un valor de $170kN$.

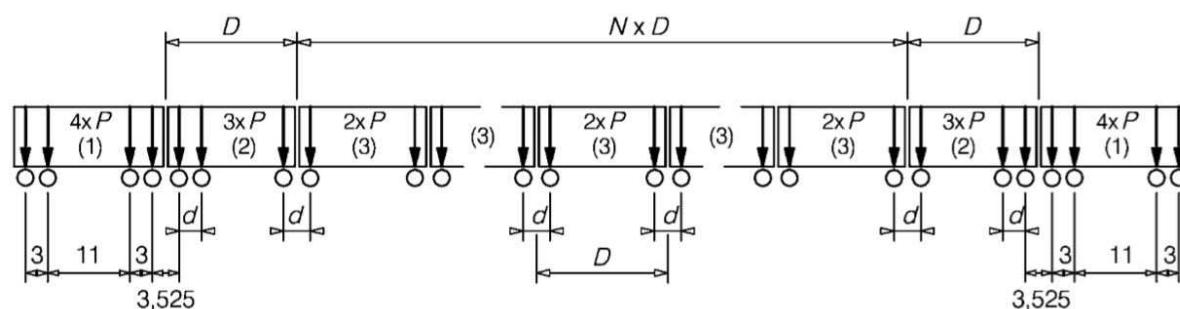


Figura 2.3: Esquema del modelo de distribución de cargas HSLM-A propuesto en el Eurocódigo ??

Este último modelo, resumiendo, equipararía las cargas reales de un tren a una serie de cargas puntuales situadas donde los ejes del vehículo que transmiten un mismo valor de carga y se desplazan a una misma velocidad.

Hay que destacar que se ha tenido en cuenta un efecto asociado a la inestabilidad que puede llegar a causar muchos problemas si se desean obtener resultados fiables. Este efecto se produce cuando una carga puntual entra o sale de la longitud que se ha considerado la luz del vano. En ese instante la estructura pasa de estar solicitada en un punto (el extremo del tablero) a no tener ninguna carga en dicha zona o viceversa. Este fenómeno se detecta o bien porque se ha seleccionado el modelo simplificado o bien porque se modela el tren como una serie de cargas puntuales circulando a una determinada velocidad, ambos casos incluidos en este trabajo. Dado que este fenómeno afectaría a todas las respuestas registradas por los modelos implementados, se toma la determinación de buscar una solución, alguna alternativa que evite que este fenómeno arruine las soluciones obtenidas en el estudio. La solución se encuentra en la tesis doctoral de Martínez Rodrigo. En este trabajo se propone la simulación del efecto de reparto de cargas cuando se produce el tránsito de un vehículo que entra o sale del viaducto. El reparto de la carga puntual queda justificado por los elementos de la vía como son el carril, las traviesas o el mismo balasto, ya que dichos elementos tendrán un efecto de reparto que es el que se modela. El algoritmo diseñado toma la función de la deformada de Zimmerman-Timoshenko para viga infinita sobre lecho elástico.

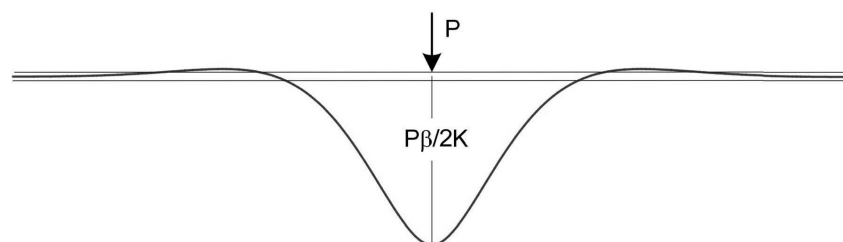


Figura 2.4: Deformada de Zimmerman-Timoshenko para viga infinita sobre lecho elástico

ANÁLISIS MODAL PARAMÉTRICO

3.1 CONSIDERACIONES PREVIAS

Antes de proceder al análisis de la respuesta en vibración libre, se deben comentar algunos conceptos que permitirán una mejor comprensión del análisis modal paramétrico realizado como punto de partida del estudio del comportamiento dinámico de los viaductos ferroviarios de luces medias-cortas.

Para comenzar, se debe reconocer el objetivo fundamental de dicho análisis inicial, el cual no es otro que la obtención de conclusiones generales y aplicables sin ningún tipo de problemática asociada a los valores adoptados por las variables que rigen la definición del problema estudiado. Dichas variables son la longitud, o luz del vano que salva el puente ferroviario, la tipología del tablero que compone el viaducto, las propiedades del terreno donde se sitúa la cimentación del puente, la velocidad de circulación del tren, etc. Con el fin último de obtener conclusiones generalistas se desarrolla e implementa un estudio numérico de carácter exhaustivo; en el que se incluye, como primera fase, el análisis modal paramétrico al que se dedica este capítulo.

También es fundamental conocer las características específicas de los elementos que conforman el modelo de estudio del viaducto; las cuales se van a analizar en un determinado rango de valores que tratara de abarcar la extensión suficiente para tratar el problema de manera general. Dichas variables se clasifican en dos grupos según pertenezcan a la estructura del viaducto mismamente dicho o bien si se asocian con el terreno que sustenta la cimentación de dicho puente ferroviario.

Las pertenecientes al grupo de la estructura del propio viaducto son las siguientes:

- La longitud: la luz del único vano isostático que compone el puente, se toma con valores que van desde los $12.5m$ hasta los $25m$ con intervalos de incremento de $2.5m$ entre dichos valores extremos. Estas luces corresponden a puentes ferroviarios de luz entre media y corta; los cuales son el objeto del trabajo ya que, tal y como se menciona en capítulos anteriores, son aquellos a los que el comportamiento dinámico suele afectar en mayor medida.
- La masa: la de la viga que modela el tablero; debe ser representativa respecto a la tipología del tablero escogida para modelizar correctamente el viaducto, teniéndose en cuenta también si las líneas ferroviarias estudiadas son convencionales o de alta velocidad. Por todo ello la masa lineal que se toma es de valor:

$$m = L \cdot 1000 \text{ kg/m}^2 \quad (3.1)$$

Tal y como se observa en la definición superior, la masa lineal depende de la luz del vano, expresada en metros.

- El amortiguamiento estructural: en la mayoría de los casos a estudiar se va a considerar nulo en primera aproximación ya que este estudio pretende facilitar cualquier tipo de comparación de resultados con el modelo simplificado de una viga elásticamente apoyada en condiciones analíticas de cancelación y/o de máxima respuesta en vibración libre. Otro de los motivos por los cuales se decide no tener en cuenta el amortiguamiento estructural en la mayoría de los casos es que su influencia no es crucial en la determinación de resultados generalistas cuya intención es mostrar las tendencias globales de las conclusiones obtenidas. Esta última afirmación se demuestra en fases posteriores del análisis modal paramétrico, en las cuales se obtienen las frecuencias naturales de los diferentes viaductos. Para dicha fase sí se ha llevado a cabo la comparativa con los casos que incluyen un amortiguamiento estructural de un 2% y del terreno con un valor definido más adelante.
- Las frecuencias fundamentales teóricas de la viga que modela el puente constituyen un parámetro fundamental en este análisis. Para cubrir todo el rango de frecuencias estructurales recogido en el método del análisis dinámico definido en el Eurocódigo ?? se definen los límites superior e inferior que el mismo método designa, así como un valor intermedio que se define en cada longitud como la media aritmética de los límites propuestos. El límite superior de primeras frecuencias naturales se define como:

$$f_{1,100} = 94.76 \cdot L^{-0.748} \quad (3.2)$$

Y el límite inferior se define mediante las expresiones siguientes:

$$\begin{cases} \text{si } f_{1,000} = \frac{80}{L}; \text{ para } 4m < L < 20m \\ \text{si } f_{1,000} = 23.58 \cdot L^{-0.592}; \text{ para } 20m < L < 100m \end{cases} \quad (3.3)$$

Por último el valor intermedio escogido de las primeras frecuencias naturales se define en todo momento, tal y como se dijo anteriormente, con el valor medio de los dos extremos del rango de frecuencia propuesto:

$$f_{1,050} = \frac{f_{1,100} + f_{1,000}}{2} \quad (3.4)$$

Las características a estudiar del terreno sobre el que se asienta el viaducto son:

- Las velocidades de propagación de las ondas sísmicas de tipo S y de tipo P: son los parámetros esenciales para el estudio de cualquier fenómeno de carácter dinámico en el cual se requiera la consideración de algún tipo de terreno. Cabe destacar que la velocidad de propagación de las ondas P se tomará, a modo de simplificación y como primera aproximación ¹ como el doble de la velocidad de propagación de las ondas S. Como se necesita discretizar el rango de velocidades de propagación que se va a estudiar, se ha decidido tomar cuatro tipos de suelos coincidiendo con los que se escogen como representativos en la normativa americana vigente, la AASTHO. Como variable definitoria de estos suelos tipo se escoge la velocidad de propagación de las ondas S. De esta manera se pueden distinguir los valores extremos cuando la velocidad de propagación de las ondas S tome el valor de $80m/s$, para el suelo más blando o flexible, o $365m/s$, para el suelo más duro o rígido. Como valores intermedios representativos se toman los valores $150m/s$ y $220m/s$. También se estudiará como tipo de suelo el caso en el que no se considera la interacción entre el terreno y la estructura; ya que podría ser visto como un suelo de una rigidez extremadamente alta.
- El peso específico del suelo, se toma con un valor constante igual a $1800kg/m^3$. La densidad se obtiene como valor representativo de todos los suelos, independientemente de las velocidades de propagación y de la flexibilidad asociada a dichos parámetros de caracterización dinámica del suelo estudiado.
- El amortiguamiento: asociado al suelo. Ocurre lo mismo que en el amortiguamiento estructural, se tiene en cuenta solamente para aquellas fases del análisis modal paramétrico en que se demuestra la escasa influencia de los valores de los amortiguamientos en dicho análisis. Sin embargo, cuando este amortiguamiento correspondiente al terreno se tenga en cuenta, se le otorgará un valor del 2%, en lugar del 1% que corresponde al amortiguamiento estructural. Este valor se considera representativo para este estudio.

3.2 IDENTIFICACIÓN MODAL. FRECUENCIAS FUNDAMENTALES

Para conseguir una correcta identificación de los viaductos ferroviarios se debe calcular la frecuencia fundamental o primera frecuencia natural de cada uno de los casos que contemplen la interacción entre el suelo y la estructura, así como de aquellos casos que no la consideren.

Con el cálculo de las frecuencias naturales como objetivo, se estudia la respuesta dinámica de cada uno de los sistemas estructurales implementados en el modelo mediante el análisis del comportamiento dinámico ante una carga impulsiva.

¹ Se debe generalizar para abarcar el mayor número de casos posibles

Una vez conocidas las primeras frecuencias naturales de los diferentes casos estudiados se procede a un primer análisis de los valores de las frecuencias obtenidos. Tras la extracción de las primeras conclusiones acerca del comportamiento dinámico de las estructuras, se procede a la comprobación de la validez de los casos seleccionados para este estudio. Para ello se deben volver a analizar los valores de las frecuencias fundamentales de los viaductos.

Por último, se adimensionalizarán las frecuencias naturales asociadas a los diferentes suelos respecto a la frecuencia natural del caso que no tiene en cuenta la interacción de la estructura con el terreno. Gracias a dicha adimensionalización se podrán comparar las tendencias generales de las frecuencias fundamentales y, por lo tanto, del comportamiento dinámico de los diferentes viaductos ferroviarios.

3.2.1 Validez del Cálculo de la Frecuencia Fundamental

Para la obtención de las frecuencias fundamentales de los diferentes casos planteados, tal y como se dijo anteriormente, se va a estudiar la respuesta dinámica de dichos sistemas ante una sollicitación de naturaleza impulsiva.

Para verificar la validez de este método se pueden comparar los resultados obtenidos para el caso en el que no se tiene en cuenta la interacción entre el terreno y la estructura con los resultados teóricos de las primeras frecuencias naturales.

El cálculo analítico coincide obviamente con el cálculo de una viga simplemente apoyada y se define en función de la rigidez del viaducto, su longitud y su masa asociada. La fórmula en la que concluye este cálculo de la frecuencia fundamental para la viga biapoyada, sin tener en cuenta ningún tipo de amortiguamiento, es la siguiente:

$$w = \frac{\pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (3.5)$$

$$f = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (3.6)$$

Donde f es la frecuencia fundamental; L es la longitud de la viga biapoyada; EI es la rigidez a flexión longitudinal de la viga; y m es la masa por unidad de longitud de la viga.

En caso de que se desee considerar algún tipo de amortiguamiento, tanto estructural como del terreno, el método teórico propone una fórmula simplificada que permite una aproximación aceptable. Dicha simplificación se lleva a cabo mediante la siguiente definición:

$$w^d = w \sqrt{1 - \rho^2} \quad (3.7)$$

$$f^d = f\sqrt{1 - \rho^2} \quad (3.8)$$

El método de cálculo de la primera frecuencia natural asociado al viaducto sometido a una carga impulsiva consiste simplemente en analizar la respuesta dinámica obtenida gracias al modelo de cálculo. Se considera la respuesta del viaducto en velocidades verticales en el tablero y se localizan los primeros máximos representativos de la respuesta para localizar la primera frecuencia natural del puente ferroviario.

Los resultados obtenidos mediante estos dos métodos, analítico y numérico, se distinguen en las tablas mostradas a continuación.

En primer lugar, se analizan los resultados obtenidos para viaductos en los cuales no se ha tenido en cuenta ningún tipo de amortiguamiento. En ellos se observa como la diferencia entre las frecuencias fundamentales calculadas mediante ambos métodos no difieren, en ninguno de los casos dentro del rango de frecuencias estructurales empleado, en un porcentaje mayor al 2 %.

Tabla 3.1: Frecuencias fundamentales (Hz) sin interacción terreno-estructura y sin amortiguamiento

		Sin Amortiguamiento		
		NO_SSI analítico	NO_SSI numérico	Diferencia(%)
$f_{1,000}$	$L = 12.5m$	6.4000	6.5247	1.9484 %
	$L = 15m$	5.3333	5.4373	1.9500 %
	$L = 17.5m$	4.5714	4.6605	1.9491 %
	$L = 20m$	4.0000	4.0780	1.9500 %
	$L = 22.5m$	3.7329	3.8057	1.9502 %
	$L = 25m$	3.5072	3.5756	1.9503 %
$f_{1,050}$	$L = 12.5m$	10.3632	10.5652	1.9492 %
	$L = 15m$	8.9166	9.0904	1.9492 %
	$L = 17.5m$	7.8550	8.0081	1.9491 %
	$L = 20m$	7.0399	7.1771	1.9489 %
	$L = 22.5m$	6.4814	6.6077	1.9487 %
	$L = 25m$	6.0188	6.1361	1.9489 %
$f_{1,100}$	$L = 12.5m$	14.3264	14.3264	0.0000 %
	$L = 15m$	12.5000	12.7436	1.9488 %
	$L = 17.5m$	11.1387	11.3557	1.9482 %
	$L = 20m$	10.0799	10.2763	1.9484 %
	$L = 22.5m$	9.2298	9.4097	1.9491 %
	$L = 25m$	8.5303	8.6966	1.9495 %

Si se considera el amortiguamiento, los resultados no varían significativamente; ya que, aunque los porcentajes que representan la diferencia entre los métodos aumentan levemente, el límite superior de los mismos sigue siendo el valor del 2%.

Tabla 3.2: Frecuencias fundamentales (Hz) sin interacción terreno-estructura y con amortiguamiento

		Con Amortiguamiento		
		NO_SSI analítico	NO_SSI numérico	Diferencia(%)
f _{1,000}	L=12.5m	6.3971	6.5247	1.9943 %
	L=15m	5.3309	5.4373	1.9959 %
	L=17.5m	4.5693	4.6605	1.9950 %
	L=20m	3.9982	4.0780	1.9959 %
	L=22.5m	3.7312	3.8057	1.9961 %
	L=25m	3.5056	3.5756	1.9962 %
f _{1,050}	L=12.5m	10.3585	10.5652	1.9951 %
	L=15m	8.9126	9.0904	1.9951 %
	L=17.5m	7.8515	8.0081	1.9950 %
	L=20m	7.0367	7.1771	1.9948 %
	L=22.5m	6.4785	6.6077	1.9946 %
	L=25m	6.0161	6.1361	1.9948 %
f _{1,100}	L=12.5m	14.3200	14.6056	1.9948 %
	L=15m	12.4944	12.7436	1.9947 %
	L=17.5m	11.1337	11.3557	1.9941 %
	L=20m	10.0754	10.2763	1.9943 %
	L=22.5m	9.2256	9.4097	1.9950 %
	L=25m	8.5265	8.6966	1.9954 %

Estas tablas, con sus valores representativos de las diferencias cuantitativas entre los métodos empleados para el cálculo de la frecuencia fundamental, demuestran que el método asociado a la sollicitación impulsiva se aproxima al cálculo teórico con bastante precisión, tanto en casos con amortiguamiento como en casos sin amortiguamiento. Por ello se debe concluir que este método impulsivo es válido para el estudio dinámico de estructuras ferroviarias de la tipología tratada en este estudio.

3.2.2 Inestabilidades en el Cálculo de la Frecuencia Fundamental

Como ya se ha mencionado anteriormente la frecuencia fundamental de cada una de las estructuras es un parámetro importante; ya que caracteriza el comportamiento dinámico de los viaductos. Por eso

mismo se debe tener mucho cuidado a la hora de detectar posibles inestabilidades en la obtención de las mismas.

En algunos de los casos estudiados se puede discernir como el método de obtención de la frecuencia fundamental mediante la aplicación de una carga impulsiva calcula frecuencias de resonancia iguales para dos casos con distinto terreno subyacente. Los suelos en cuestión son los de velocidad de propagación de las ondas sísmicas igual a 150m/s y 220m/s .

Tras un análisis del método asociado a la carga puntual impulsiva, se determina que el error se encuentra en el proceso de obtención de la frecuencia primera natural del viaducto de suelo más blando de los dos señalados. Por ello se toma la determinación de excluirlo de los cálculos de este apartado; lo que no implica que no haya que tener en cuenta su participación en otros estudios de capítulos posteriores.

En la siguiente gráfica se puede observar un ejemplo en el que se da esta inestabilidad. En ella se representan las curvas sin la inestabilidad corregida, línea punteada; así como la corrección del problema excluyendo la inestabilidad, línea continua.

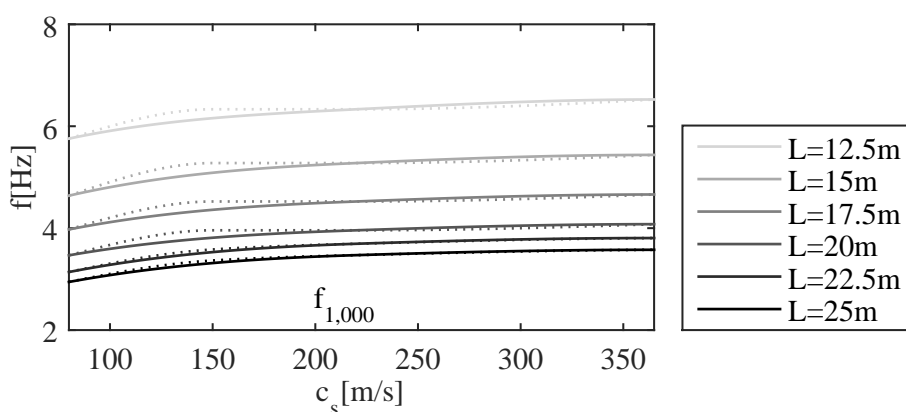


Figura 3.1: Inestabilidad en la obtención de la frecuencia fundamental corregida y sin corregir para el rango inferior de frecuencias del Eurocódigo sin amortiguamiento

3.3 ANÁLISIS MODAL CON FRECUENCIAS FUNDAMENTALES DE RESONANCIA

En este epígrafe se va a realizar un análisis en profundidad de los valores obtenidos mediante el cálculo de la frecuencia fundamental gracias a la respuesta dinámica de los viaductos ante una sollicitación impulsiva. Para ello se obtienen, a partir de los valores de la respuesta dinámica obtenidos del modelo implementado, las frecuencias fundamentales para los diferentes valores de longitudes, velocidades de propagación de las ondas sísmicas y rangos de frecuencia estructural. Todo ello, en primera instancia, sin tener en cuenta el amortiguamiento de ningún tipo, ya que el caso asociado al amortiguamiento se estudia más adelante.

Los resultados se muestran en gráficas que representan el valor de las primeras frecuencias naturales frente a la velocidad de propagación de las ondas sísmicas de tipo S; siendo representadas en cada una de las gráficas los resultados correspondientes a las longitudes estudiadas. Para la selección de los casos escogidos se ha prestado especial atención al apartado dedicado a las inestabilidades a la hora de calcular la frecuencia fundamental. Los diferentes rangos de frecuencias: inferior, intermedio y superior según el Eurocódigo ??, van a ser analizados por separado para ver cómo afectan dichos rangos a los resultados obtenidos.

3.3.1 Rango Inferior del Eurocódigo

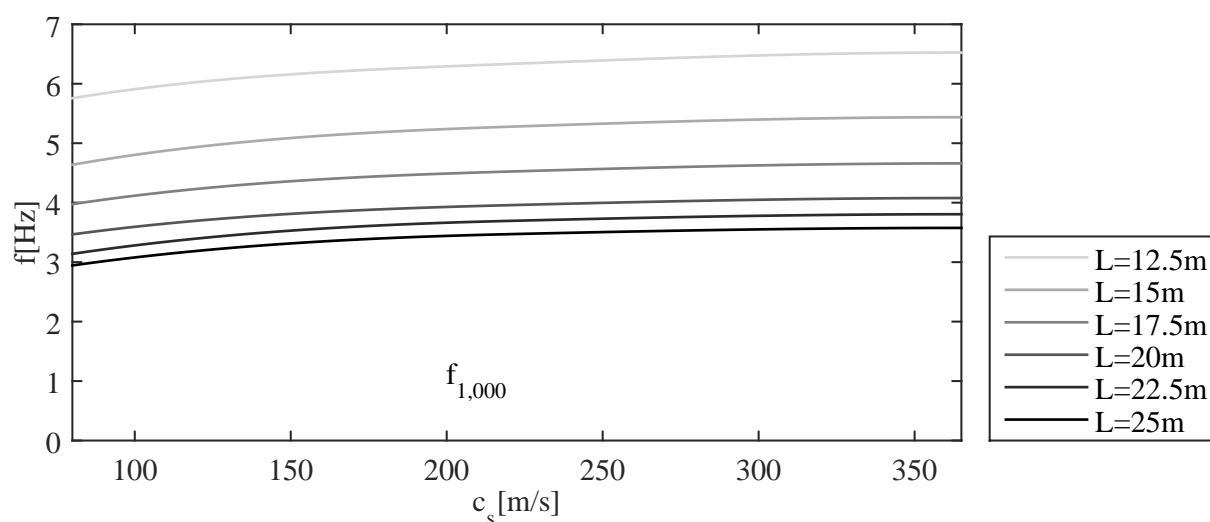


Figura 3.2: Frecuencia fundamental(Hz) frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para diferentes longitudes en el límite inferior del Eurocódigo sin amortiguamiento

En este rango de frecuencias se distinguen representaciones gráficas muy aplanadas, sin llegar a ser constantes, independientemente de la longitud estudiada. Esta leve variación de frecuencias no alcanza valores superiores a los $0.8Hz$ entre los valores asociados a las velocidades de propagación $c_s = 80m/s$ y $c_s = 365m/s$. Esto supone un aumento de la frecuencia, respecto del caso $c_s = 80m/s$, comprendido entre el 10% y el 20%.

Todo esto lleva a concluir que, en este rango de frecuencias, es casi despreciable el efecto de la interacción entre el suelo y la estructura. Aun así, y tal y como se observa en la figura anterior, esta escasa afección se da en su mayor parte en los suelos blandos ($c_s < 220m/s$).

Tabla 3.3: Frecuencia fundamental(Hz) para diferentes longitudes y suelos en el límite inferior del Eurocódigo sin amortiguamiento

		Sin Amortiguamiento		
		$c_s=80\text{m/s}$	$c_s=220\text{m/s}$	$c_s=365\text{m/s}$
$f_{1,000}$	L=12.5m	5.7571	6.3328	6.5247
	L=15m	4.6377	5.2774	5.4373
	L=17.5m	3.9752	4.5235	4.6605
	L=20m	3.4668	3.9580	4.0780
	L=22.5m	3.1394	3.6938	3.8057
	L=25m	2.9448	3.4704	3.5756

3.3.2 Rango Intermedio del Eurocódigo

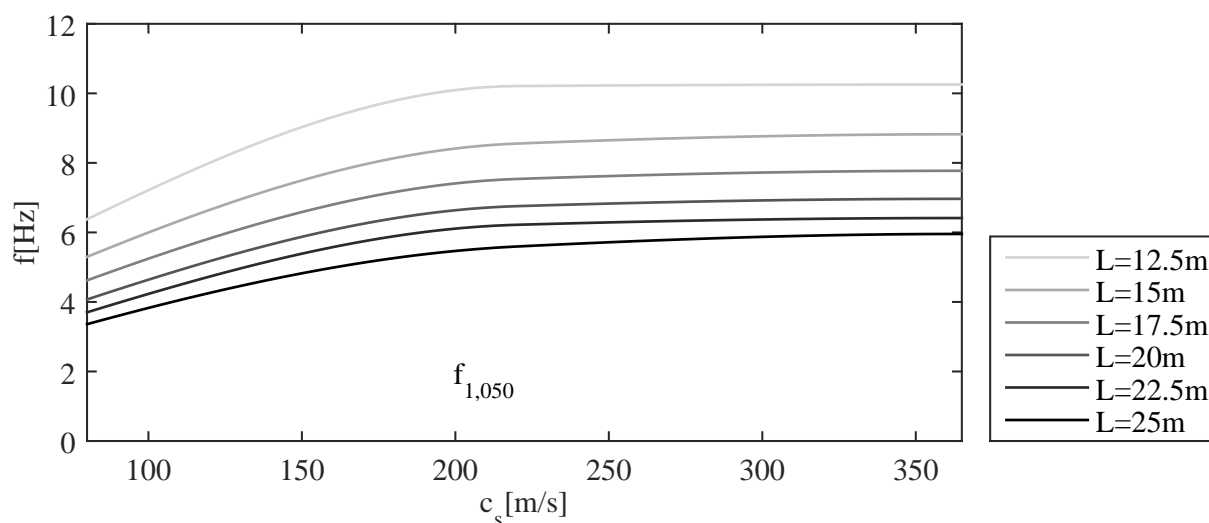


Figura 3.3: Frecuencia fundamental(Hz) frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para diferentes longitudes en el límite intermedio del Eurocódigo sin amortiguamiento

Para este rango de frecuencias intermedio se diferencian dos zonas con tendencias bien distintas.

La primera tendencia se observa en suelos blandos ($c_s < 220\text{m/s}$) y se caracteriza por un efecto considerable de la interacción terreno-estructura que supone una diferencia desde los 2Hz hasta los 4Hz entre los suelos más blandos ($c_s = 80\text{m/s}$) y los suelos medios ($c_s = 220\text{m/s}$). Esto supone un aumento de la frecuencia de entre el 60% en la segunda parte de las representaciones que se ven en las figuras, se confirma con la tendencia a servir para afirmar que en los suelos con rigidez media-alta ($c_s > 220\text{m/s}$) no sufren tanto los efectos de la interacción entre el terreno y la estructura como los suelos más blandos ($c_s < 220\text{m/s}$).

Tabla 3.4: Frecuencia fundamental(Hz) para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo sin amortiguamiento

		Sin Amortiguamiento		
		$c_s=80m/s$	$c_s=220m/s$	$c_s=365m/s$
$f_{1,050}$	L=12.5m	6.3776	10.2100	10.2544
	L=15m	5.2964	8.5557	8.8231
	L=17.5m	4.6209	7.5371	7.7726
	L=20m	4.0711	6.7550	6.9660
	L=22.5m	3.7018	6.2190	6.4134
	L=25m	3.3602	5.5947	5.9556

3.3.3 Rango Superior del Eurocódigo

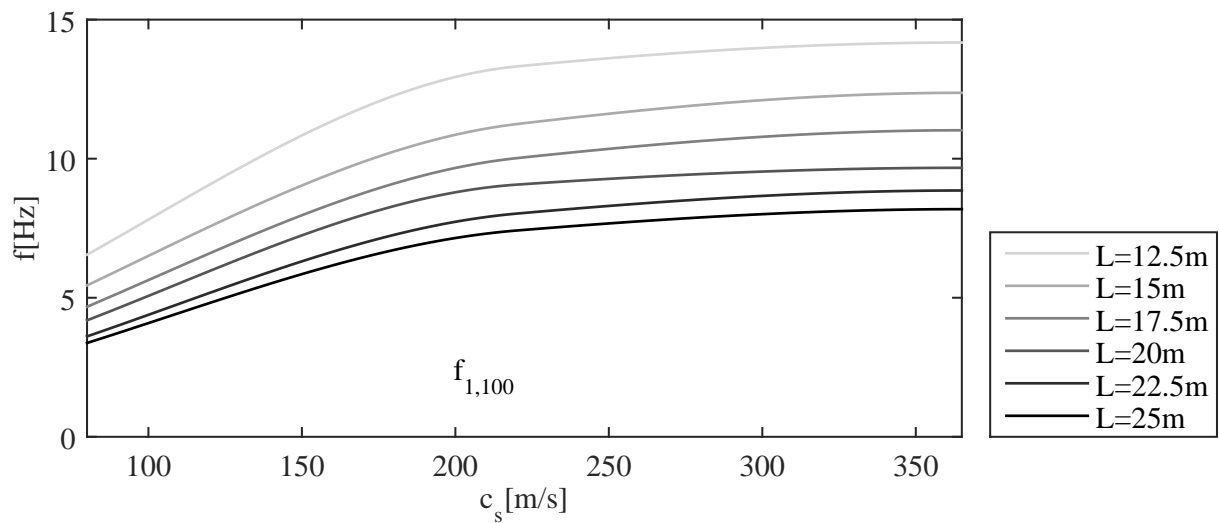


Figura 3.4: Frecuencia fundamental(Hz) frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para diferentes longitudes en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento

En este rango de frecuencias sucede lo mismo que en el rango intermedio de frecuencias, distinguiéndose también dos partes, con su correspondiente tendencia cada una.

En la primera parte se observa como las diferencias entre las frecuencias fundamentales de los casos correspondientes a las velocidades de propagación $c_s = 80m/s$ y $c_s = 220m/s$ van desde los 4Hz a los 7Hz. Estos valores se corresponden con porcentajes que van desde el 100 % hasta el 125 % referidos a la frecuencia del valor asociado a la frecuencia de la velocidad de propagación $c_s = 80m/s$.

En el segundo apartado del análisis de estas gráficas se observa como, en los suelos de flexibilidad media-baja ($c_s > 220m/s$), las variaciones de las frecuencias son leves aunque de mayor consideración que en rangos de frecuencias estudiados anteriormente. Dichas variaciones son de valores inferiores a los $1.2Hz$; dicho valor se asocia a un porcentaje de entre el 15% y el 25% del valor de la primera frecuencia natural del caso asociado a la velocidad de propagación de $c_s = 80m/s$.

Tabla 3.5: Frecuencia fundamental(Hz) para diferentes longitudes y suelos en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento

		Sin Amortiguamiento		
		cs=80m/s	cs=220m/s	cs=365m/s
f _{1,100}	L=12.5m	6.5459	13.3169	14.1760
	L=15m	5.4437	11.2443	12.3688
	L=17.5m	4.6759	10.0198	11.0218
	L=20m	4.1882	9.0673	9.6718
	L=22.5m	3.6110	8.0259	8.8562
	L=25m	3.3739	7.4177	8.1850

3.4 COMPROBACIÓN DE VALIDEZ DE LOS CASOS SELECCIONADOS

Para verificar que los parámetros variables toman unos valores aceptables y admisibles para los objetivos marcados en el trabajo se realizan una serie de análisis parametrizados en función de la frecuencia fundamental. Esto permite caracterizar el comportamiento dinámico de los viaductos y determinar si son válidos y adecuados para el trabajo todos los casos seleccionados.

3.4.1 Tipos de Suelo

Para confirmar si las rigidices de los tipos de suelos considerados son suficientes, se va a estudiar la relación de las primeras frecuencias naturales asociadas al suelo de mayor velocidad de propagación considerado ($c_s = 365m/s$) y de los casos que no consideran la interacción entre el terreno y la estructura.

Tabla 3.6: Comparación de las frecuencias fundamentales(Hz) en los casos NO_SSI y $cs = 365m/s$

		Sin Amortiguamiento			
		NO_SSI impulsiva	cs=365m/s	Diferencia (Hz)	Diferencia(%)
f _{1,000}	L=12.5m	6.5247	6.5247	0.0000	0.0000 %
	L=15m	5.4373	5.4373	0.0000	0.0000 %
	L=17.5m	4.6605	4.6605	0.0000	0.0000 %
	L=20m	4.0780	4.0780	0.0000	0.0000 %
	L=22.5m	3.8057	3.8057	0.0000	0.0000 %
	L=25m	3.5756	3.5756	0.0000	0.0000 %
f _{1,050}	L=12.5m	10.5652	10.2544	0.3108	3.0309 %
	L=15m	9.0904	8.8231	0.2673	3.0295 %
	L=17.5m	8.0081	7.7726	0.2355	3.0299 %
	L=20m	7.1771	6.9660	0.2111	3.0304 %
	L=22.5m	6.6077	6.4134	0.1943	3.0296 %
	L=25m	6.1361	5.9556	0.1805	3.0308 %
f _{1,100}	L=12.5m	14.3264	14.1760	0.1504	1.0609 %
	L=15m	12.7436	12.3688	0.3748	3.0302 %
	L=17.5m	11.3557	11.0218	0.3339	3.0295 %
	L=20m	10.2763	9.6718	0.6045	6.2501 %
	L=22.5m	9.4097	8.8562	0.5535	6.2499 %
	L=25m	8.6966	8.1850	0.5116	6.2505 %

Tal y como se observa en la tabla anterior en el rango de frecuencias inferior del Eurocódigo ??, las frecuencias fundamentales comparadas son exactamente iguales. Por lo que el suelo más rígido considerado equivaldría al caso de la viga simplemente apoyada.

En el caso intermedio de los límites definidos en el Eurocódigo ?? se distingue una diferencia de entre 0.18 y 0.32Hz que supone un porcentaje del 3Para ellmites superior del Eurocódigo ?? la diferencia entre frecuencias considera todo ello, la elección de los tipos de suelo según sus velocidades de propagación de las ondas sísmicas incluye un rango desde los suelos más blandos posibles hasta los más rígidos; ya que se comprueba que estos últimos casos se comportan prácticamente como la viga simplemente apoyada. Este tipo de viga, con dichas condiciones de contorno, equivale al caso de rigidez más extrema que se puede dar en el modelo implementado.

3.4.2 Longitudes de Viaductos

En este nuevo epígrafe se trata de verificar si las longitudes de los viaductos considerados, de luces entre medias y cortas abarca un rango suficientemente extenso como para que el efecto de la interacción suelo-estructura se englobe, en la mayor medida posible, en el estudio llevado a cabo.

Para esta comprobación se va a analizar cada uno de los tres rangos de frecuencias seleccionados en concordancia con lo estipulado en el Eurocódigo ???. En cada uno de ellos, y para cada caso de los suelos estudiados, se representa la frecuencia fundamental en función de la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno y la longitud del vano de la estructura. Se completa el estudio con la comparativa con el valor correspondiente al caso que no tiene en cuenta la interacción suelo-estructura en la respuesta dinámica; en las gráficas posteriores se observa el valor de la frecuencia fundamental asociado a este caso se ve representado como una línea discontinua.

Cabe destacar que a la hora de escoger las velocidades de propagación de los suelos a analizar se han tenido en cuenta las inestabilidades que hacen que los resultados de determinados tipos de suelo no sean considerados como válidos.

3.4.2.1 Rango Inferior del Eurocódigo

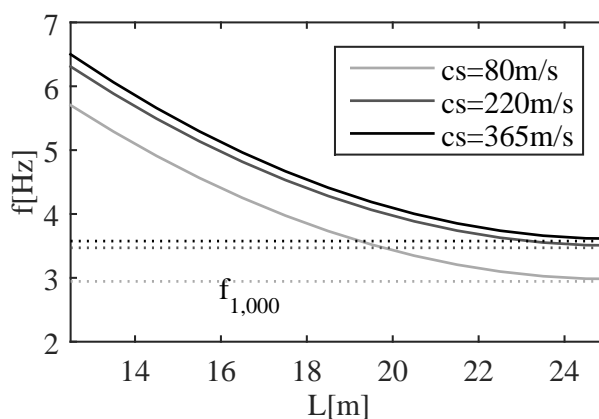


Figura 3.5: Frecuencia fundamental(Hz) frente a longitud para diferentes suelos en el límite inferior del Eurocódigo sin amortiguamiento

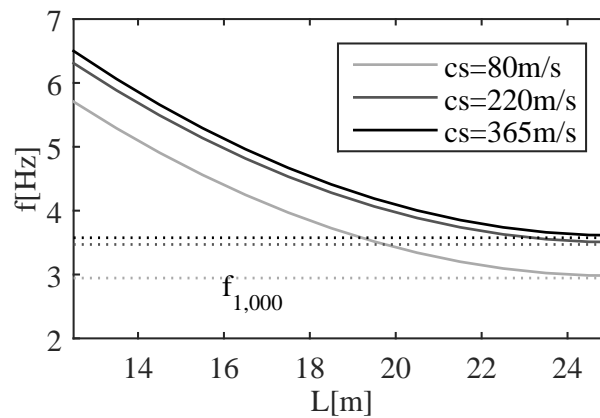


Figura 3.6: Frecuencia fundamental(Hz) rente a longitud para diferentes suelos en el límite inferior del Eurocódigo con amortiguamiento

En esta primera representación se puede contemplar como, a medida que disminuye la longitud del vano del viaducto, también lo hace la primera frecuencia natural de dicha infraestructura.

Esta disminución tiene un pronunciado carácter cuadrático, tal y como se observa en la gráfica. Esta tendencia se ajusta a la expresión teórica de cálculo de la frecuencia natural mediante el método teórico:

$$f = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \propto \frac{1}{L^2} \quad (3.9)$$

En esta fórmula se observa como la frecuencia es inversamente proporcional al cuadrado de la longitud del viaducto. Relación que no hace sino confirmar la validez de los resultados obtenidos, o como mínimo de su tendencia cuadrática.

En cuanto a la relación entre la evolución de las primeras frecuencias naturales, la cual se caracteriza con parábola, y el valor de la frecuencia fundamental del caso que no contempla la interacción entre el terreno y el viaducto, asociado a la línea recta discontinua; cabe destacar la tangencia intuitiva entre ambas. Este punto común, compartido para longitudes muy próximas a la máxima tomada en este estudio (25m), simboliza la forma en la que el comportamiento dinámico se aproxima al de la viga biapoyada; desapareciendo de ese modo, prácticamente por completo, el efecto de la interacción estudiada. De este modo se confirma el rango de longitudes escogido como ideal para el límite inferior de frecuencias registrado en el Eurocódigo ??.

3.4.2.2 Rango Intermedio del Eurocódigo

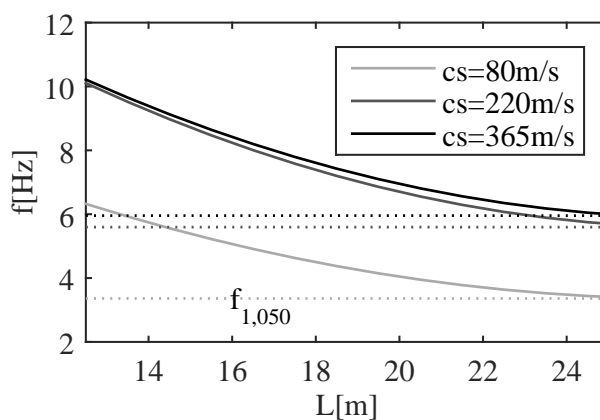


Figura 3.7: Frecuencia fundamental(Hz) frente a longitud para diferentes suelos en el límite intermedio del Eurocódigo sin amortiguamiento

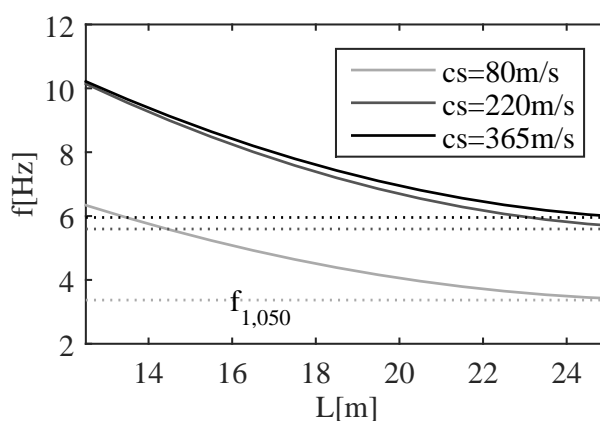


Figura 3.8: Frecuencia fundamental(Hz) frente a longitud para diferentes suelos en el límite intermedio del Eurocódigo con amortiguamiento

En este caso se mantiene la tendencia cuadrática detectada y contrastada con la expresión teórica con anterioridad.

Sin embargo, la relación de tangencia, que se detecta claramente en el rango inferior de frecuencias del eurocódigo, ya no se distingue de manera tan definitiva. Esto puede interpretarse como una evolución que tiende a igualarse al comportamiento dinámico de la viga biapoyada; pero en la cual el efecto de la interacción de la estructura con el suelo no llega a disminuir en la medida de considerarse despreciable. Todo ello no invalida el rango de longitudes escogido, ya que en torno al valor extremo estudiado la frecuencia natural alcanza el valor del caso que no contempla ningún tipo de interacción. En cambio, si puede expresarse que el cambio de comportamiento dinámico para este rango de frecuencias será más pronunciado que en el caso anterior.

3.4.2.3 Rango Superior del Eurocódigo

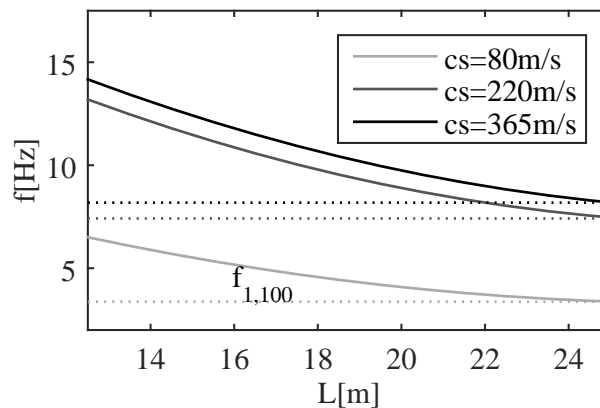


Figura 3.9: Frecuencia fundamental(Hz) frente a longitud para diferentes suelos en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento

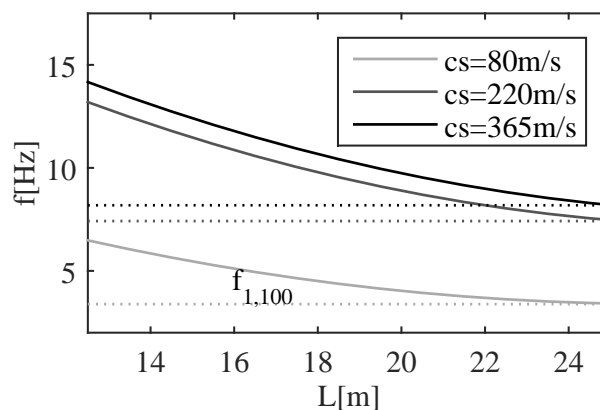


Figura 3.10: Frecuencia fundamental(Hz) frente a longitud para diferentes suelos en el límite superior del Eurocódigo con amortiguamiento

El análisis de este último caso, correspondiente al valor de frecuencias más elevado contemplado en el Eurocódigo ??, es similar al realizado en el epígrafe anterior.

Tal y como se deja ver en los dos anteriores, también se muestra en este caso una tendencia parabólica en los resultados obtenidos. Lo que es lógico si se tiene en cuenta la forma de la expresión teórica para el cálculo de la frecuencia natural.

La tangencia presente en el primero de los tres epígrafes presentes en este apartado, y que se podía intuir relativamente en el segundo, desaparece en esta representación. Aunque las tendencias comparadas no se aproximen al punto de contacto de manera suave, dichas líneas se vuelven a unir en el mismo punto, en torno a la longitud máxima escogida. Esto demuestra la validez del rango de longitudes tratado para este caso. Aun así, no se debe dejar de prestar atención al más que presente efecto de la interacción entre el terreno y la estructura.

3.4.3 Amortiguamiento Estructural y del Suelo

Con la finalidad de saber si el amortiguamiento es un factor relevante en el estudio paramétrico diseñado en este trabajo, se lleva a cabo una comparativa entre los resultados obtenidos en el caso que no tiene en cuenta ningún tipo de amortiguamiento y aquel al que se le asocia un amortiguamiento no nulo, tanto en el ámbito estructural como en lo referido al terreno.

En todas estas comparativas, cada una independiente de las demás, se podrá comprobar cómo la frecuencia fundamental de una estructura de este tipo varía cuando se introduce el amortiguamiento. Sin embargo, tal y como se verá a continuación, la conclusión final obtenida es la misma en todos los casos analizados, independientemente del rango de frecuencias estructurales que se estudie.

Tal y como se hizo para el estudio de los casos sin amortiguamiento, se van a analizar los casos referentes a los diferentes rangos de frecuencias incluidos en el Eurocódigo ?? en orden ascendente, es decir, primero se analiza el límite inferior, luego el caso intermedio y, por último, el límite superior del rango de frecuencias contemplado en la normativa mencionada.

3.4.3.1 Rango Inferior del Eurocódigo

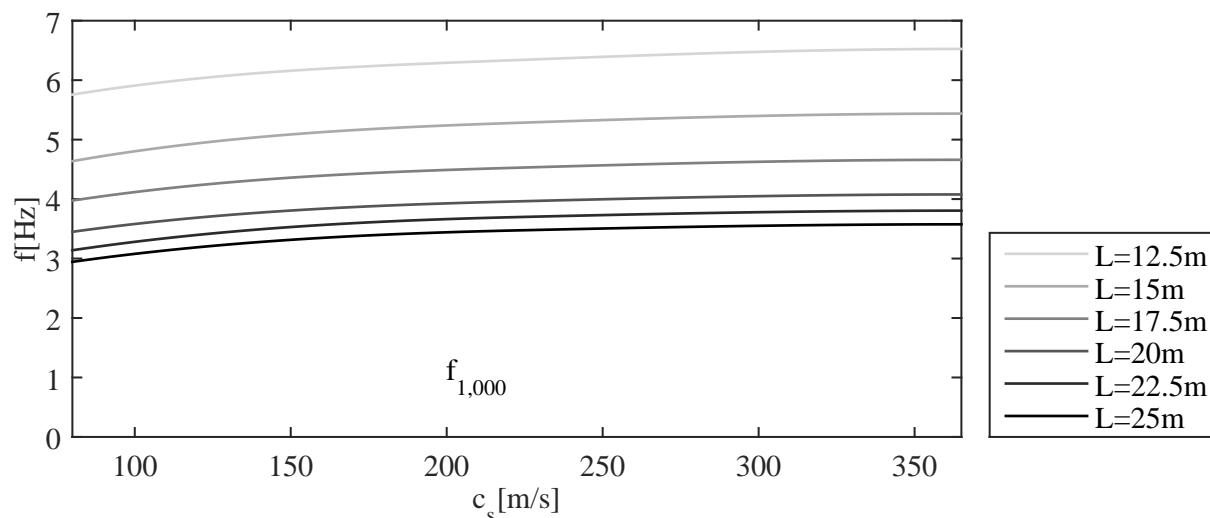


Figura 3.11: Frecuencia fundamental(Hz) frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para diferentes longitudes en el límite inferior del Eurocódigo con amortiguamiento

En este rango del Eurocódigo ?? se encuentran el menor número de frecuencias que sufren variaciones en el valor de la frecuencia fundamental.

Dichas variaciones son muy leves y permiten que las diferencias entre las frecuencias asociadas a los suelos blandos ($c_s < 220m/s$) y las asociadas a suelos más rígidos ($c_s > 220m/s$) se mantengan en valores inferiores a los 0.8Hz.

El efecto del amortiguamiento no es significativo para los viaductos pertenecientes a este intervalo de frecuencias estructurales.

Tabla 3.7: Frecuencia fundamental(Hz) para diferentes longitudes y suelos en el límite inferior del Eurocódigo sin y con amortiguamiento

		Sin Amortiguamiento			Con Amortiguamiento		
		cs=80m/s	cs=220m/s	cs=365m/s	cs=80m/s	cs=220m/s	cs=365m/s
f _{1,000}	L=12.5m	5.7571	6.3328	6.5247	5.7571	6.3328	6.5247
	L=15m	4.6377	5.2774	5.4373	4.6377	5.2774	5.4373
	L=17.5m	3.9752	4.5235	4.6605	3.9752	4.5235	4.6605
	L=20m	3.4668	3.9580	4.0780	3.4497	3.9580	4.0780
	L=22.5m	3.1394	3.6938	3.8057	3.1394	3.6938	3.8057
	L=25m	2.9448	3.4704	3.5756	2.9446	3.4704	3.5756

3.4.3.2 Rango Intermedio del Eurocódigo

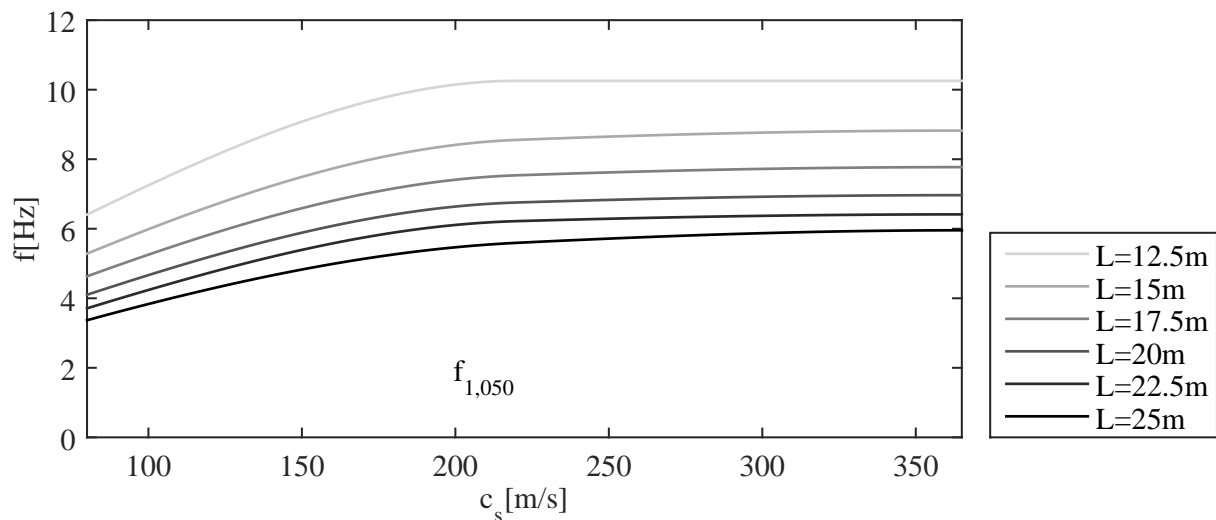


Figura 3.12: Frecuencia fundamental(Hz) frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para diferentes longitudes en el límite intermedio del Eurocódigo con amortiguamiento

Para este rango se comienzan a discernir algunas variaciones más que en el rango de frecuencias anterior. Dicho aumento se observa en el número de los casos que sufren una variación cuando se aplica un amortiguamiento estructural y otro debido al terreno, no en la magnitud de dichas variaciones; las cuales siguen siendo casi despreciables.

La diferencia entre las frecuencias alcanzadas por los casos de los suelos más blandos estudiados ($c_s < 220\text{m/s}$) es de un valor inferior a los 0.4Hz en todos los casos; y para los suelos más rígidos

($c_s = 365\text{m/s}$) el valor de dicha diferencia oscila entre los 2 y los 4Hz. Estos márgenes son exactamente los mismos que se obtuvieron del análisis sin amortiguamiento.

El efecto del amortiguamiento tampoco es significativo para los viaductos pertenecientes a este intervalo de frecuencias estructurales.

Tabla 3.8: Frecuencia fundamental(Hz) para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo sin y con amortiguamiento

		Sin Amortiguamiento			Con Amortiguamiento		
		cs=80m/s	cs=220m/s	cs=365m/s	cs=80m/s	cs=220m/s	cs=365m/s
f _{1,050}	L=12.5m	6.3776	10.2100	10.2544	6.4072	10.2544	10.2544
	L=15m	5.2964	8.5557	8.8231	5.2837	8.5557	8.8231
	L=17.5m	4.6209	7.5371	7.7726	4.6322	7.5371	7.7726
	L=20m	4.0711	6.7550	6.9660	4.1012	6.7550	6.9660
	L=22.5m	3.7018	6.2190	6.4134	3.7110	6.2190	6.4134
	L=25m	3.3602	5.5947	5.9556	3.3688	5.5947	5.9556

3.4.3.3 Rango Superior del Eurocódigo

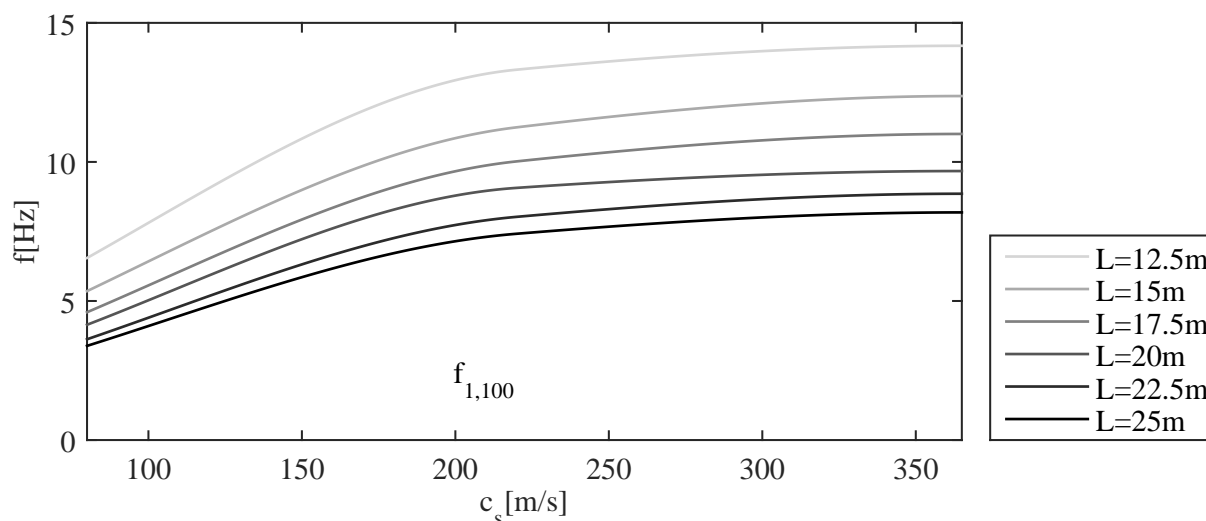


Figura 3.13: Frecuencia fundamental(Hz) frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para diferentes longitudes en el límite superior del Eurocódigo con amortiguamiento

Para este último rango de frecuencias analizado se destaca la continuidad de la tendencia generada hasta ahora. El número de casos afectados por la presencia del amortiguamiento es ligeramente superior que en el caso anterior. Sin embargo, tal y como pasara en los dos rangos anteriores, los casos asociados a este rango del Eurocódigo ?? no sufren unas variaciones de magnitud significativa.

Las diferencias entre los casos de suelos más blandos ($c_s < 220m/s$) y los suelos intermedios ($c_s = 220m/s$) son menores a los $1.2Hz$; y entre los suelos intermedios ($c_s = 220m/s$) y los suelos más duros ($c_s = 365m/s$) alcanzan valores no fuera del intervalo dispuesto entre los 4 y los $7Hz$. Esto supone un análisis análogo al realizado a los casos sin amortiguamiento.

Ya como conclusión válida para cualquier rango, se confirma que el efecto del amortiguamiento no es significativo para los viaductos de ninguno de los tres rangos de frecuencias estudiados según lo propuesto en el Eurocódigo??.

Tabla 3.9: Frecuencia fundamental(Hz) para diferentes longitudes y suelos en el límite superior del Eurocódigo sin y con amortiguamiento

		Sin Amortiguamiento			Con Amortiguamiento		
		cs=80m/s	cs=220m/s	cs=365m/s	cs=80m/s	cs=220m/s	cs=365m/s
$f_{1,100}$	L=12.5m	6.5459	13.3169	14.1760	6.5459	13.3169	14.1760
	L=15m	5.4437	11.2443	12.3688	5.3545	11.2443	12.3688
	L=17.5m	4.6759	10.0198	11.0218	4.5964	10.0198	11.0058
	L=20m	4.1882	9.0673	9.6718	4.1451	9.0673	9.6718
	L=22.5m	3.6110	8.0259	8.8562	3.6242	8.0259	8.8562
	L=25m	3.3739	7.4177	8.1850	3.3861	7.4177	8.1850

3.5 ANÁLISIS MODAL CON FRECUENCIAS FUNDAMENTALES ADIMENSIONALES

Los objetivos generales de realizar un estudio adimensionalizado son varios y todos muy importantes para comprender el análisis del comportamiento dinámico realizado en este trabajo.

Para comenzar, y como finalidad primaria de este epígrafe, se desea comprender la tendencia independientemente de la longitud del vano del viaducto. Esto complementará el estudio de los valores de las frecuencias otorgándole el carácter generalista que se exige a un estudio paramétrico.

También se desea comparar las diferentes evoluciones del comportamiento dinámico con respecto al comportamiento que no considera la interacción terreno-estructura; y como no, se pretende confirmar y comprender las tendencias comprendidas en el análisis de las frecuencias fundamentales.

Para la obtención de dichos objetivos se debe adimensionalizar la frecuencia fundamental con respecto al valor de la frecuencia sin tener en cuenta la interacción entre el terreno y el viaducto.

$$f[-] = \frac{f_{1,SSI}}{f_{1,NO SSI}} \quad (3.10)$$

En este apartado se analizan los casos asociados a unos amortiguamientos, estructurales y del suelo, nulos. Ya que, tal y como se determinó en el apartado de las frecuencias fundamentales, se consideran muy similares a los que no tienen en cuenta el amortiguamiento; por lo que su análisis no es relevante.

3.5.1 Rango Inferior del Eurocódigo

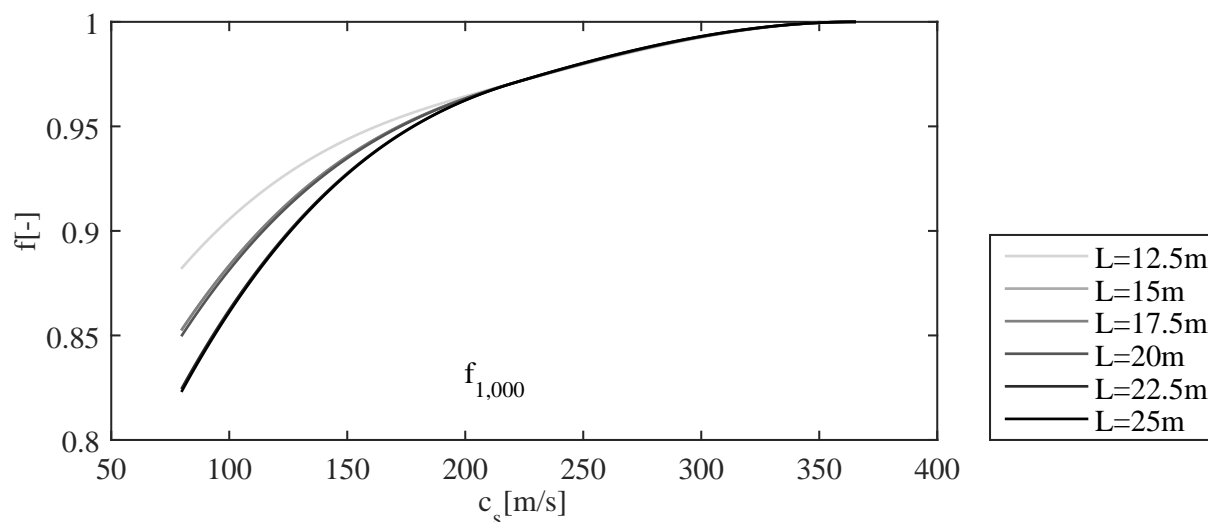


Figura 3.14: Frecuencia adimensional frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para diferentes longitudes en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento

Para el primer límite del rango de frecuencias abarcado por el Eurocódigo ?? se puede observar como se confirma que solamente para los casos de suelos más blandos ($c_s < 220\text{m/s}$) la interacción entre el suelo y la estructura es de una relevancia considerable, ya que genera distintas tendencias separadas entre ellas.

En este tipo de representación cabe destacar la presencia de tres tendencias diferenciadas que marcan el comportamiento dinámico de los viaductos de diferentes longitudes cuando la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno es baja ($c_s < 220\text{m/s}$). En cambio, conforme dicho parámetro va aumentando se van agrupando las representaciones en una sola representación común.

Por el contrario, se distingue una sola tendencia para los suelos más duros ($c_s > 220\text{m/s}$) estudiados. Dicha tendencia común no se pudo distinguir en el caso de las gráficas que representaban los valores de las frecuencias fundamentales, pero ahora se puede discernir una relación de paralelismo entre las líneas representadas en el apartado correspondiente en el análisis de los valores sin adimensionalizar que justifica esta convergencia en una sola tendencia.

Para concluir el análisis se debe prestar atención a los valores en los que se comprenden las ordenadas de los puntos representados; dichos valores oscilan entre el 0.82 y la unidad; esto demuestra

que las variaciones conforme aumenta la rigidez del suelo son leves. Evolución que fue detectada en el estudio de los valores de las frecuencias, al analizar la forma aplanada de las gráficas.

Merece una mención el hecho de que en esta representación se pueda contemplar cómo los valores de las frecuencias adimensionales tienden a tomar el valor unidad; dicho valor indica que las frecuencias fundamentales tienden al valor de la primera frecuencia natural para el caso que no incluye la interacción entre el suelo y el puente. Esta convergencia de valores se pudo distinguir en el apartado dedicado a la comprobación de los casos estudiados en función de los valores obtenidos de las frecuencias fundamentales de resonancia; más concretamente en el análisis de los tipos de suelo.

Tabla 3.10: Frecuencia adimensional para diferentes longitudes y suelos en el límite inferior del Eurocódigo sin amortiguamiento

		Sin Amortiguamiento		
		$f[-](c_s=80\text{m/s})$	$f[-](c_s=220\text{m/s})$	$f[-](c_s=365\text{m/s})$
$f_{1,000}$	L=12.5m	0.8824	0.9706	1.0000
	L=15m	0.8529	0.9706	1.0000
	L=17.5m	0.8530	0.9706	1.0000
	L=20m	0.8501	0.9706	1.0000
	L=22.5m	0.8249	0.9706	1.0000
	L=25m	0.8236	0.9706	1.0000

3.5.2 Rango Intermedio del Eurocódigo

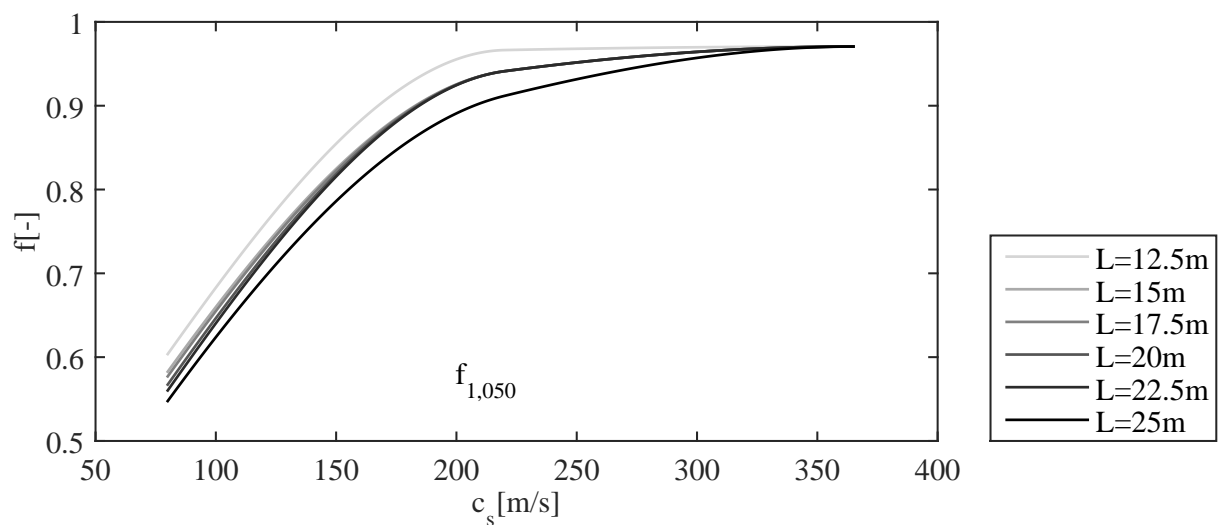


Figura 3.15: Frecuencia adimensional frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para diferentes longitudes en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento

En este caso intermedio de los rangos de frecuencias estructurales obtenido a partir del Eurocódigo ?? se corrobora cómo la interacción entre el viaducto y el terreno afecta de manera considerable a los suelos más blandos ($c_s = 80m/s$), de un modo más moderado a los suelos intermedios ($c_s = 220m/s$) y casi no afecta en los terrenos más rígidos ($c_s = 365m/s$).

Todo ello se puede confirmar si se considera el número de tendencias que se detectan en los diferentes casos según la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno. Para los suelos más rígidos ($c_s = 365m/s$) se observa la convergencia de todos los casos independientemente de la longitud de los viaductos; para los suelos intermedios ($c_s = 220m/s$) se puede contemplar la presencia de tres tendencias bien definidas, en las cuales se agrupan todas las longitudes estudiadas; y por último, en los casos asociados a los suelos más blandos ($c_s = 80m/s$) se puede distinguir la presencia de un abanico de posibilidades de entre las cuales no se podría destacar ninguna como tendencia a la que convergen más casos analizados. La presencia de tres tendencias en los suelos intermedios se puede justificar en la representación de las frecuencias fundamentales de resonancia gracias a la relación de paralelismo que se ve entre todas las longitudes en dicha gráfica, exceptuando las longitudes de $12.5m$ y de $25m$.

Como se llevó a cabo anteriormente, se procede también al estudio de la evolución que siguen los valores que toma la frecuencia adimensional en los diferentes casos. Se puede afirmar que, en este caso, las frecuencias abarcan un intervalo mayor de las ordenadas; yendo desde valores próximos al 0.55 hasta valores cercanos a la unidad. Sin embargo no debe considerarse un aumento del rango ocupado por las frecuencias en todos los casos, sino como un descenso de los valores de las frecuencias adimensionales en los suelos más flexibles ($c_s < 220m/s$) respecto a los valores del rango inferior del Eurocódigo??. Esta tendencia ya se pudo determinar en el análisis de los valores de las frecuencias naturales, confirmándose de este modo la alta influencia de la interacción estudiada en los casos de los suelos más blandos.

Por último, se analiza la aproximación de las frecuencias fundamentales adimensionales al valor unidad, es decir, la tendencia a converger con la solución que no tiene en cuenta la interacción entre el terreno y el viaducto. Todas las longitudes convergen en un valor, pero este es algo inferior a la unidad, algo superior al 0.95. Esto demuestra que, tal y como se apreció en el apartado dedicado al análisis de los tipos de suelo en la comprobación de los casos estudiados en función de los valores obtenidos de las frecuencias fundamentales, las frecuencias se acercan sin llegar a tomar el valor de la solución del caso que desprecia la interacción analizada.

Tabla 3.11: Frecuencia adimensional para diferentes longitudes y suelos límite intermedio del Eurocódigo sin amortiguamiento

		Sin Amortiguamiento		
		$f[-](c_s=80m/s)$	$f[-](c_s=220m/s)$	$f[-](c_s=365m/s)$
$f_{1,000}$	L=12.5m	0.6036	0.9664	0.9706
	L=15m	0.5826	0.9412	0.9706
	L=17.5m	0.5770	0.9412	0.9706
	L=20m	0.5672	0.9412	0.9706
	L=22.5m	0.5602	0.9412	0.9706
	L=25m	0.5476	0.9118	0.9706

3.5.3 Rango Superior del Eurocódigo

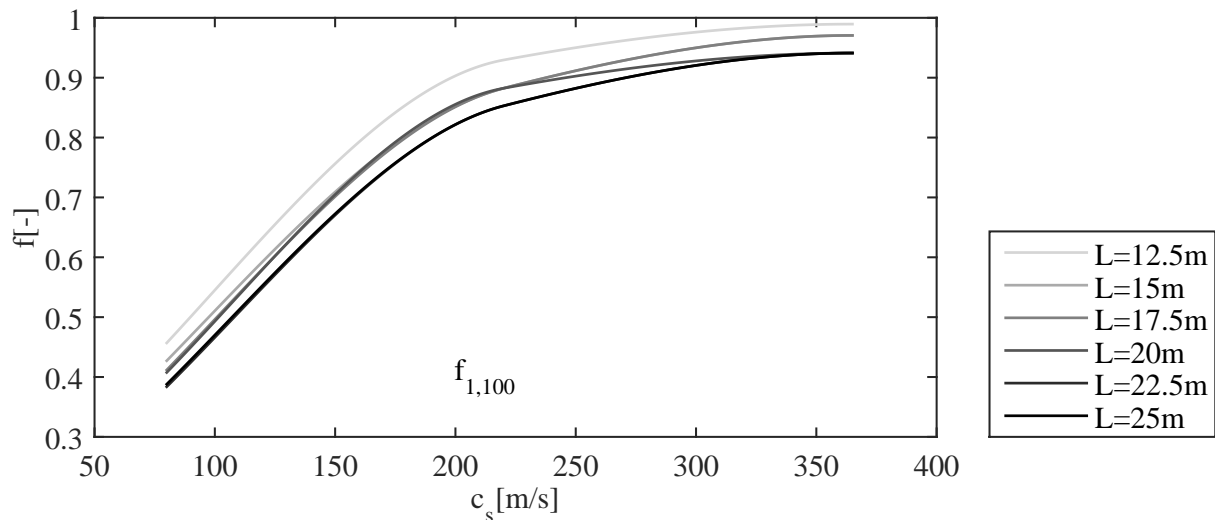


Figura 3.16: Frecuencia adimensional frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para diferentes longitudes en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento

Los efectos de la interacción entre el terreno que sustenta el viaducto y el mismo viaducto forman la nota predominante en este último análisis del rango superior de las frecuencias propuestas en la normativa europea. Dicha interacción afecta en mayor medida a los suelos más blandos ($c_s = 80m/s$), pero también es considerable, a diferencia de como fuera en los casos anteriores, para suelos más rígidos ($c_s = 365m/s$).

El número de tendencias en esta representación no desciende de tres en ninguno de los suelos estudiados. Para los suelos más blandos ($c_s = 80m/s$) incluidos en el análisis se vuelve a discernir un

abanico de opciones que no da lugar a tendencias bien definidas. Para los suelos intermedios ($c_s = 220m/s$) ya se puede observar la presencia de tres tendencias definidas, que incluyen respectivamente a la longitud más corta, las dos más largas, y al resto de longitudes. Esto difiere de lo obtenido para el rango intermedio de frecuencias del Eurocódigo ???. Para los suelos más rígidos ($c_s = 365m/s$) se pueden observar también tres tendencias bien definidas. En este caso, no se puede llegar a distinguir ninguna relación de paralelismo generalizada en el análisis de los valores de las frecuencias de resonancia. El elevado número de tendencias hace casi imposible el agrupar en subconjuntos las longitudes según su paralelismo. Se manifiesta de esta manera la necesidad de un análisis adimensionalizado.

Cabe destacar la aparición de un fenómeno que hasta ahora no se había podido apreciar en las representaciones para los rangos de frecuencias estructurales escogidos: el salto en una misma longitud de una tendencia a otra. Este fenómeno, sin embargo, se puede intuir en alguna de las frecuencias intermedias entre los tres rangos estudiados ya que las longitudes presentes en cada tendencia varían de un rango a otro. Este caso singular nos demuestra como las longitudes van convergiendo a las tendencias que menor frecuencia fundamental representan conforme se aumenta la frecuencia estructural.

Es importante estudiar los rangos que abarcan los valores de las frecuencias adimensionalizadas para tener una idea de cómo la interacción estudiada es más o menos importante, tanto en comparación con otros rangos de frecuencias, como para los distintos tipos de suelo empleados en este mismo rango. Los valores alcanzados van desde algunos próximos al 0.4 hasta otros algo inferiores a la unidad. La parte más inferior de este intervalo de valores se ocupa en la zona dedicada a los suelos de rigidez media-baja ($c_s < 220m/s$), quedando los suelos más duros ($c_s > 220m/s$) en valores en torno al 0.9. Tal y como sucedía en el apartado anterior, cabe destacar que esta tendencia de mayor interacción entre el suelo y el viaducto ya se puso de manifiesto en el análisis de las frecuencias fundamentales.

Como cierre del estudio de este rango de frecuencias se trata de comprender de qué manera los valores de las primeras frecuencias naturales adimensionales se aproximan a la unidad. En este caso, por primera vez se distinguen tres tendencias en el caso del suelo más duro ($c_s = 365m/s$) estudiado. Esto se traduce en una mayor interacción entre el suelo y la estructura comparando la misma con las obtenidas anteriormente. Aún distinguiéndose un mayor efecto, reflejado en las tres tendencias, los valores de dichas tendencias se comprenden entre el 0.9 y la unidad; por lo que sigue siendo un alto porcentaje de la frecuencia fundamental de la frecuencia correspondiente al caso que no considera la interacción entre el puente y su terreno subyacente.

Tabla 3.12: Frecuencia adimensional para diferentes longitudes y suelos en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento

		Sin Amortiguamiento		
		f[-](cs=80m/s)	f[-](cs=220m/s)	f[-](cs=365m/s)
f _{1,000}	L=12.5m	0.4569	0.9295	0.9895
	L=15m	0.4272	0.8823	0.9706
	L=17.5m	0.4118	0.8824	0.9706
	L=20m	0.4076	0.8824	0.9412
	L=22.5m	0.3838	0.8529	0.9412
	L=25m	0.3880	0.8529	0.9412

ANÁLISIS VIBRACIÓN LIBRE

4.1 CONSIDERACIONES PREVIAS

En este capítulo del estudio se va a analizar la respuesta dinámica que se genera en el punto medio del viaducto cuando se produce sobre el tablero del mismo el paso de una carga puntual que circula a una velocidad determinada. Esta respuesta se caracteriza gracias al desplazamiento máximo en vibración libre. Se escoge el punto medio del tablero ya que se presupone que los desplazamientos más desfavorables se producirán en dicho punto teniendo en cuenta la modelización implementada en el modelo de cálculo asociado a la tipología de los puentes ferroviarios estudiados. La carga puntual que se hace circular a lo largo del puente modela el paso de un tren por la estructura de una manera muy simplificada con el fin de realizar una primera aproximación al comportamiento real del viaducto.

La respuesta se estudiará en función de diversos parámetros que permiten la detección de tendencias en función de los diferentes valores que pueden tomar dichos parámetros. El primer valor a tener en cuenta es, como cabía esperar, el de la velocidad de circulación de la carga móvil. Este valor se ha analizado en un intervalo de valores representativo para las posibles velocidades de un tren en líneas de tipo convencional o incluidas en el grupo de las llamadas líneas de alta velocidad.

Otro de los factores a considerar es el tipo de suelo que supone la base sobre la que se lleva a cabo la cimentación de la estructura, y por tanto, sobre la que se sustenta el viaducto al completo. El tipo de suelo, tal y como se ha hecho hasta el momento en este estudio, se caracteriza en función de las velocidades de propagación de las ondas sísmicas; dicho parámetro toma cuatro valores que permiten abarcar desde los suelos más blandos ($c_s = 80m/s$) hasta los suelos que se aproximan a una interacción entre suelo y la estructura prácticamente nula ($c_s = 365m/s$). Por cierto, dicho caso (el que no considera la interacción entre el viaducto y el terreno) se estudia también como un tipo particular de suelo; con la finalidad de comparar los resultados obtenidos en este caso particular con los de los suelos más rígidos ($c_s = 365m/s$).

En lo que respecta al puente como estructura a estudiar, cabe destacar la presencia de dos factores en este apartado del estudio que permiten su identificación. El primero de ellos es la longitud del vano que logra salvar esta infraestructura ferroviaria; este parámetro toma valores que van desde los $12.5m$ hasta los $25m$ con intervalos de $2.5m$ entre los distintos valores, es decir, los tomados hasta ahora. El segundo de los factores analizados, en lo que a la estructura en sí se refiere, es el rango de frecuencia de

la estructura con relación a lo recogido en el Eurocódigo ?? como frecuencias estructurales. Se estudian los rangos superior e inferior, así como uno intermedio.

4.2 VIBRACIÓN LIBRE. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS

Los desplazamientos máximos generados por el paso de una carga móvil a lo largo de un viaducto se producen durante la vibración forzada, es decir, mientras la carga se encuentra dentro del puente. También se puede estudiar el comportamiento dinámico una vez la carga ha abandonado la estructura; a dicho caso se le denomina vibración libre. La finalidad con la que se estudia el comportamiento dinámico no es el estudio de las amplitudes en sí, sino el análisis de cuáles son las tendencias generales que rigen los valores de dichas amplitudes, y por tanto, el comportamiento dinámico de los viaductos. Por ello el estudio incluye un análisis de la respuesta durante la vibración libre y no se centra en el efecto de la presencia de una carga móvil sobre el comportamiento dinámico en vibración forzada.

Se intenta distinguir fundamentalmente para que velocidades de circulación de la carga se obtienen mínimos o máximos valores de la respuesta en desplazamientos. Las velocidades para las cuales la respuesta dinámica se puede llegar a considerar nula se denominan velocidades de cancelación. Estas velocidades son importantes desde el punto de vista de que suponen que la interacción de la estructura con el suelo tiene el efecto positivo de anular el efecto dinámico de las cargas aplicadas si estas cargas móviles circulan a una determinada velocidad.

Esta distribución de la respuesta dinámica en función del efecto de la interacción entre el terreno y el viaducto sería muy importante tanto en el ámbito del diseño de vías ferroviarias (incluyendo en el diseño la distribución de velocidades de circulación a lo largo de la vía como parámetro determinante), así como en el sector de la explotación y conservación de las mismas.

4.2.1 *Inestabilidades en el Cálculo de la Respuesta en Vibración Libre*

A la hora de obtener los valores de la máxima respuesta en el tablero se han detectado algunas inestabilidades en las tendencias generales que deben ser analizadas para comprender su naturaleza y lo que implican en el comportamiento dinámico real de la estructura.

En las representaciones de la respuesta en función de la velocidad de circulación se puede observar cómo cada representación (para una longitud del viaducto, un rango de frecuencias y un tipo de suelo en concreto) se subdivide en distintos tramos de morfología parabólica que se concatenan en las velocidades de circulación afectadas por el fenómeno de la cancelación de la respuesta dinámica. Esta tendencia puede ser más o menos pronunciada debido a la importancia de la interacción del viaducto con el terreno subyacente; por lo que el nivel de ajuste a una supuesta interpolación parabólica no tiene

carácter de inestabilidad sino que se emplea cómo parámetro cuantificador del efecto de la interacción estudiada.

Sin embargo, en algunos casos, se observa cómo la representación describe en el mismo intervalo una especie de doble parábola que no concuerda con el comportamiento dinámico del viaducto. Este efecto si supone una inestabilidad en el registro de la respuesta dinámica del puente ferroviario. Tras analizar los datos obtenidos del modelo de cálculo se puede concluir que se debe a un error en el proceso de selección del paso de tiempo implementado. Sin embargo esta inestabilidad no supone que los valores obtenidos de las velocidades de cancelación se vean afectados. Por todo ello, y ya que la determinación de la velocidad de circulación a la que se da la condición de máxima vibración libre no es uno de los objetivos de este estudio, se puede despreciar dicha inestabilidad, ya que no afecta al estudio.

Otro aspecto que se distingue como una posible inestabilidad en las representaciones gráficas obtenidas es la presencia de mínimos relativos en valores no nulos del desplazamiento considerado. Se detectan, por tanto, desplazamientos diferenciales en las velocidades de cancelación. Dicho fenómeno se puede observar, en mayor medida, conforme disminuye la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno y, por lo tanto, la rigidez del mismo. Se debe tener en cuenta que, al medir el modelo de cálculo el desplazamiento en el punto medio del viaducto, lo hace de manera que dicho desplazamiento se mide en un valor absoluto; lo que no incluye en ningún momento la consideración del desplazamiento de la cimentación con respecto al suelo. Este desplazamiento de la cimentación supone ese incremento de los desplazamientos del punto medio del viaducto; también nos demuestra que la flecha máxima alcanzada por el tablero sería nula en las velocidades de cancelación si se tomara, en lugar del desplazamiento absoluto, la diferencia entre dicho desplazamiento absoluto y el desplazamiento diferencial o asiento de la cimentación. Como es lógico, el efecto de este fenómeno es mayor en suelos blandos que al amortiguar mucho más la respuesta dinámica provocan unos mayores asientos en las cimentaciones.

Por todo ello, y teniendo en cuenta que el análisis no pretende obtener los desplazamientos en el tablero en la condición de cancelación sino la velocidad de circulación de la carga para la que se da esta condición de mínima vibración libre, se validan las representaciones obtenidas para la consecución de los objetivos de este capítulo.

4.3 ANÁLISIS DE MÁXIMA RESPUESTA

Una vez se han calculado los desplazamientos máximos en el punto medio del vano que salva el puente ferroviario, se presentan dichos resultados (medidos en milímetros) en función de la velocidad de circulación de la carga móvil (expresada en kilómetros por hora). Para esta representación se ha recurrido a una gráfica múltiple para cada rango de frecuencias estructurales contemplado en el eu-

rocódigo. En cada una de ellas se introducen 6 gráficas análogas en las que se pueden observar los resultados obtenidos para cada una de las longitudes empleadas en el estudio. Y dentro de la gráfica asociada a una misma longitud del viaducto se puede contemplar como se ha trazado una línea por cada tipo de terreno analizado.

Las velocidades de cancelación encontradas en las representaciones se numeran de izquierda a derecha, es decir, en orden de velocidad de circulación creciente.

El hecho de que la gráfica sea de tipo múltiple permitirá la comparativa de los valores de las velocidades de cancelación en las diferentes longitudes estudiadas, así como la variación de los intervalos donde se producen las velocidades de cancelación principales en cada uno de los tres rangos de frecuencias estructurales.

4.3.1 Rango Inferior del Eurocódigo

En un primer análisis se mencionan los efectos de la interacción entre el suelo y la infraestructura ferroviaria que se detectan en todas las longitudes de manera similar. Se abarcan así las tendencias comunes en todo el rango de frecuencias estructurales estudiado. Se destaca la presencia de dos tendencias bien diferenciadas en todas las longitudes.

En la primera tendencia se incluye solamente el caso del suelo más blando ($c_s = 80m/s$); y en ella se aprecia como la baja rigidez del suelo genera desplazamientos considerables en la cimentación de la estructura. Este aspecto, tal y como se determinó en apartados anteriores, no afecta a la validez de las velocidades de cancelación obtenidas. También cabe destacar la presencia del fenómeno de la doble tendencia parabólica, la cual tampoco afecta a los valores de las velocidades de cancelación que se quieren obtener.

Para la segunda tendencia se debe tener en cuenta la presencia de varios tipos de suelo en el mismo subgrupo. Las velocidades de propagación sísmicas mayores al valor asociado a los suelos más blandos ($c_s = 80m/s$) se incluyen en este paquete de gráficas que también comprende el caso que no tiene en cuenta la interacción analizada. En este caso, las curvas son suaves y no presentan ningún tipo de desplazamiento significativo provocado por el movimiento de las cimentaciones.

La relación entre las dos tendencias encontradas se resumiría en que las velocidades de cancelación de la primera tendencia (suelo más blando) son prácticamente iguales a las de la otra tendencia (resto de suelos), en el caso de la longitud de $12.5m$, y ligeramente inferiores en las demás longitudes empleadas en el estudio.

En la segunda parte del análisis de la representación múltiple se procede a la comparación de los valores de las velocidades de cancelación entre los casos de las diferentes longitudes. Se puede observar cómo dichos valores van en aumento conforme la longitud se hace mayor. Este comportamiento se

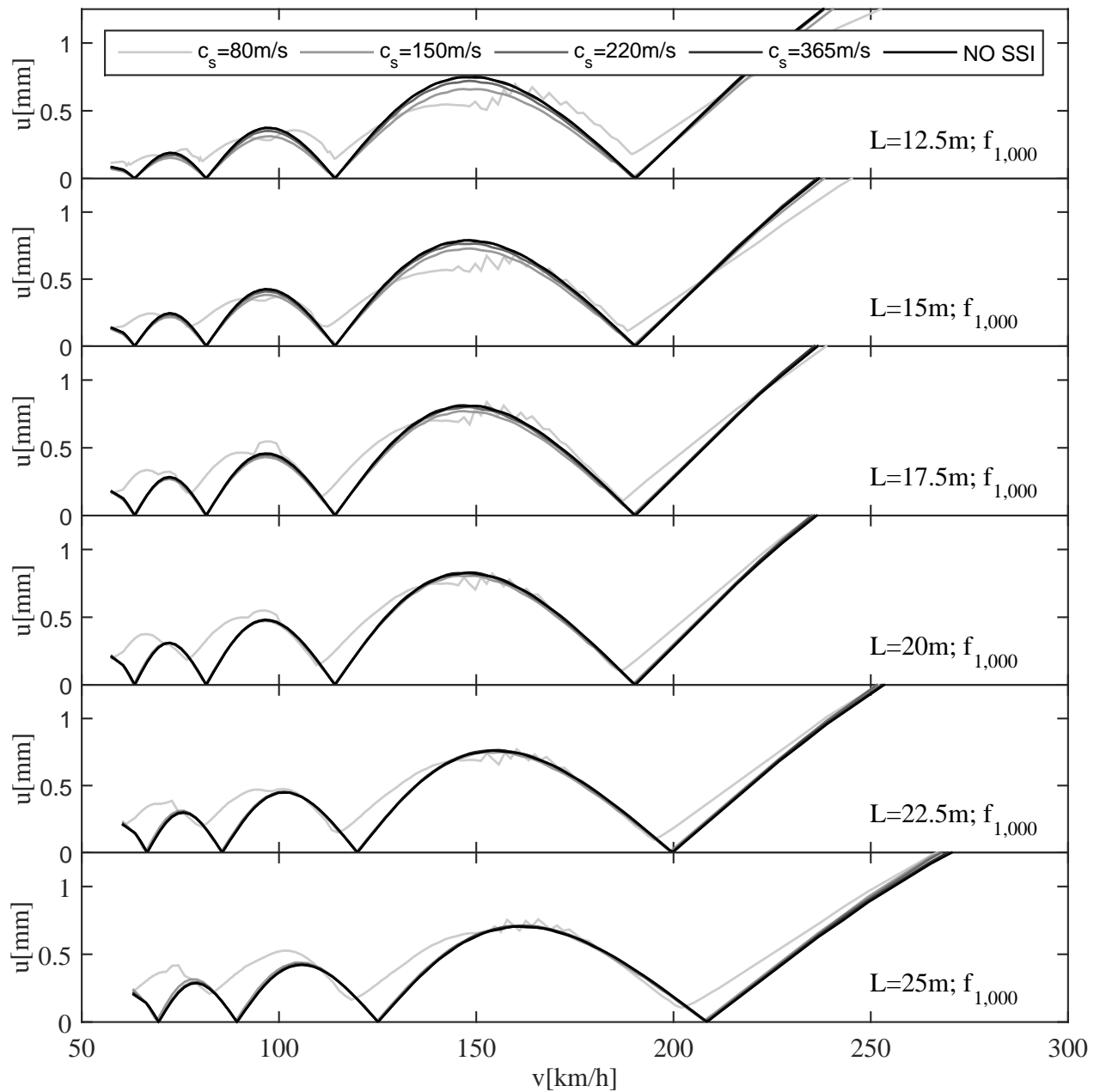


Figura 4.1: Respuesta máxima en desplazamientos(mm) en el punto medio del vano frente a velocidad de circulación de la carga para diferentes longitudes y suelos en el límite inferior del Eurocódigo

produce análogamente en todas las velocidades de cancelación, desde la primera hasta la cuarta; e independientemente de cuál de las dos tendencias anteriores se quiera analizar.

Tabla 4.1: Primera velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite inferior del Eurocódigo

	cs=80m/s	cs=150m/s	cs=220m/s	cs=365m/s	NO_SSI	Rango
L=12.5m	61.3440	63.3600	63.3600	63.3600	63.3600	2.0347
L=15m	57.6000	63.3600	63.3600	63.3600	63.3600	5.7795
L=17.5m	57.6000	63.3600	63.3600	63.3600	63.3600	5.7797
L=20m	57.6000	63.0720	63.3600	63.3600	63.3600	5.7787
L=22.5m	60.4737	66.2187	66.5211	66.5211	66.5211	6.0711
L=25m	63.1300	69.1273	69.4430	69.4430	69.4430	6.3335

Tabla 4.2: Segunda velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite inferior del Eurocódigo

	cs=80m/s	cs=150m/s	cs=220m/s	cs=365m/s	NO_SSI	Rango
L=12.5m	80.6400	81.5040	81.5040	81.5040	81.5040	0.8841
L=15m	76.6080	81.5040	81.5040	81.5040	81.5040	4.8993
L=17.5m	76.6080	81.5040	81.5040	81.5040	81.5040	4.9227
L=20m	76.6080	81.5040	81.5040	81.5040	81.5040	4.8998
L=22.5m	80.4301	85.5703	85.5703	85.5703	85.5703	5.1665
L=25m	82.3846	89.0133	89.3289	89.3289	89.3289	6.9608

Tabla 4.3: Tercera velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite inferior del Eurocódigo

	cs=80m/s	cs=150m/s	cs=220m/s	cs=365m/s	NO_SSI	Rango
L=12.5m	114.0481	114.3361	114.0481	114.0481	114.0481	0.2974
L=15m	112.3200	114.3360	114.0480	114.0480	114.3360	2.0160
L=17.5m	110.8800	114.3360	114.0480	114.0480	114.3360	3.4560
L=20m	109.4400	114.0480	114.0480	114.0480	114.0480	4.6192
L=22.5m	114.9001	119.7380	119.7380	119.7380	119.7380	4.8501
L=25m	118.3687	124.9974	124.9974	124.9974	124.9974	6.6341

Tabla 4.4: Cuarta velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite inferior del Eurocódigo

	cs=80m/s	cs=150m/s	cs=220m/s	cs=365m/s	NO_SSI	Rango
L=12.5m	189.5941	190.0801	190.0801	190.0801	190.0801	0.8943
L=15m	188.3521	190.0801	190.0801	190.0801	190.3681	2.0273
L=17.5m	187.1999	189.7919	190.0799	190.0799	190.3679	3.2006
L=20m	187.2000	189.7920	190.0800	190.0800	190.3680	3.1806
L=22.5m	195.0278	199.2610	199.5633	199.5633	199.8657	4.8491
L=25m	202.0160	207.6977	208.0133	208.3290	208.6446	6.6503

4.3.2 Rango Intermedio del Eurocódigo

El segundo apartado trata de analizar, de modo similar a cómo se realizó en el apartado anterior, el comportamiento dinámico del viaducto ferroviario asociado al rango de frecuencias estructurales definido intermedio según lo expuesto en la normativa vigente.

Como primera aproximación, se describen las distintas tendencias presentes en todos los casos independientemente de la longitud analizada. Para este rango de frecuencias se pueden diferenciar tres tendencias distintas.

La primera tendencia, o mejor dicho la ausencia de ella, se distingue para los casos asociados a los suelos más blandos ($c_s = 80m/s$). En ellos no se distingue la división de la respuesta dinámica en tramos parabólicos, ni nada similar. Debido al más que considerable efecto de la interacción entre el suelo y la estructura se produce esta irregularidad en la respuesta que no nos permite la definición de las velocidades de cancelación. Por ello, no se considera este tipo de suelo a efectos del cálculo de velocidades de vibración libre mínima. Incluso en algunas gráficas se encuentra cerca de salirse de la representación ya que no se han tenido en cuenta para definir los límites de los datos representativos, que son los que se quieren estudiar.

La segunda tendencia significativa incluye a los casos en los que, manteniéndose el carácter parabólico de los tramos de la representación, se produce el fenómeno de la doble parábola o la doble tendencia. Este fenómeno, junto con el hecho de que la respuesta dinámica se ve levemente afectada por los desplazamientos de la cimentación del viaducto, hacen que los suelos de velocidad de propagación $150m/s$ constituyan la segunda tendencia a estudiar.

La última tendencia es aquella en la que se mantiene la única parábola en todos los tramos de la representación, y en la cual no se discierne ningún efecto asociado a los desplazamientos diferenciales asociados a la cimentación. En este grupo se incluye el resto de los casos no mencionados, es decir, todos excepto los dos suelos más blandos ($c_s = 220, 365m/s$).

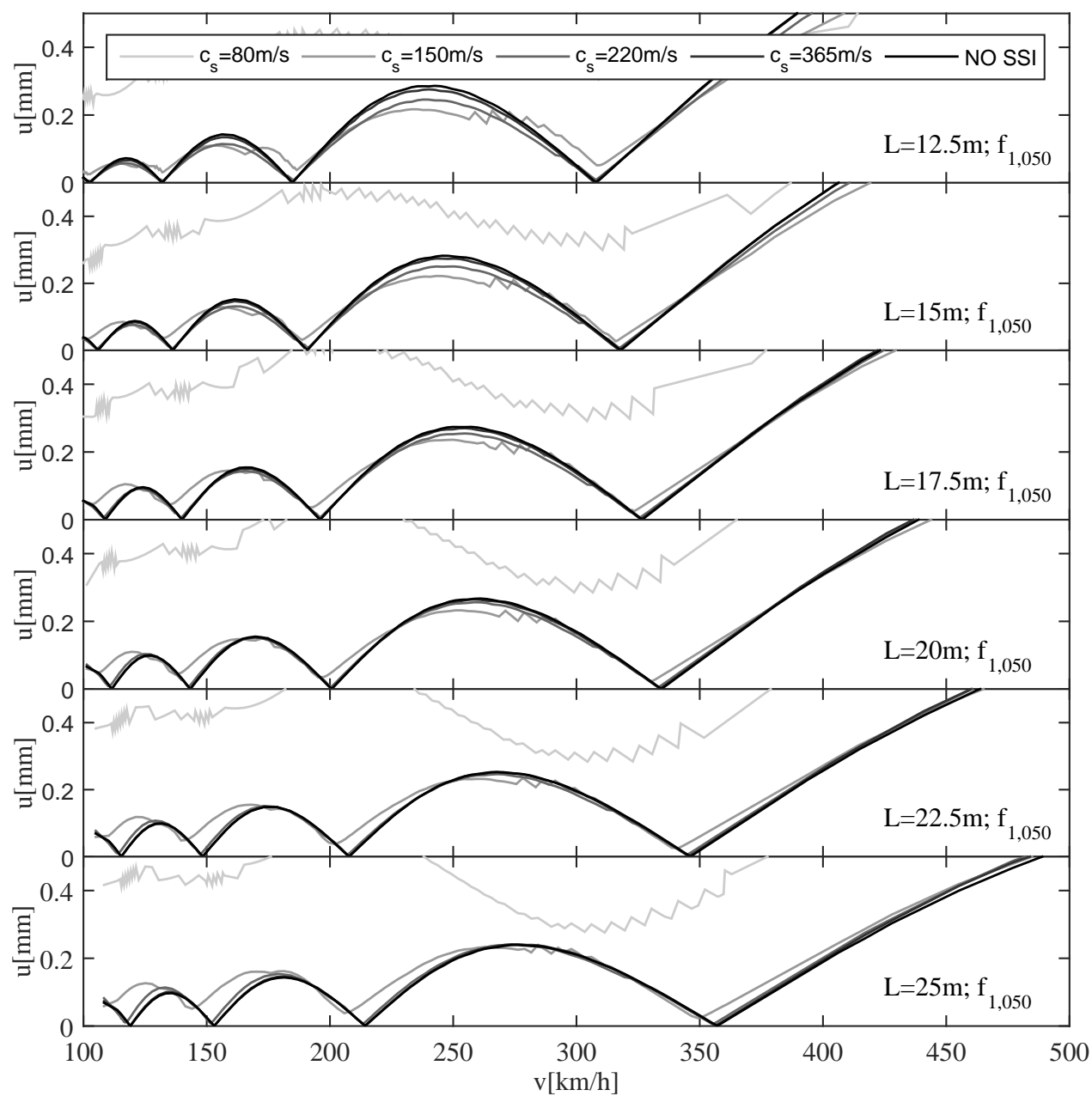


Figura 4.2: Respuesta máxima en desplazamientos(mm) en el punto medio del vano frente a velocidad de circulación de la carga para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo

Aunque la primera tendencia no se puede relacionar con ninguna de las otras dos, las dos restantes sí que se pueden analizar conjuntamente. En la primera longitud (12.5m) se puede observar la coincidencia de las velocidades de cancelación con las dos tendencias mencionadas. A partir de esta velocidad, las velocidades de cancelación de la segunda tendencia comienzan a ser ligeramente inferiores a los valores de la tercera tendencia. Esta relación sería análoga a la que tenían las dos tendencias presentes en el anterior rango de frecuencias estructurales.

El análisis de la evolución de las velocidades de mínima vibración libre conforme aumenta la longitud del vano son el objetivo de la segunda mitad del estudio de estas gráficas. Con esta finalidad, se puede afirmar que los valores de las velocidades de cancelación son crecientes cuando la longitud también lo es.

Tabla 4.5: Primera velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo

	cs=80m/s	cs=150m/s	cs=220m/s	cs=365m/s	NO_SSI	Rango
L=12.5m	-	101.6629	102.5956	102.5956	102.5956	4.0736
L=15m	-	101.1148	105.4483	105.9298	105.9298	8.0573
L=17.5m	-	103.9222	107.8811	108.8709	108.8709	8.2809
L=20m	-	106.4438	110.4988	111.5125	111.5125	8.4817
L=22.5m	-	104.9983	113.9231	115.4981	115.4981	14.0355
L=25m	-	108.3380	117.0050	119.1718	119.1718	14.4822

Tabla 4.6: Segunda velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo

	cs=80m/s	cs=150m/s	cs=220m/s	cs=365m/s	NO_SSI	Rango
L=12.5m	-	131.9752	132.4415	131.9752	131.9752	4.0000
L=15m	-	132.8937	136.2642	136.2642	136.2642	7.4984
L=17.5m	-	134.1091	139.5527	140.0475	140.0475	10.1808
L=20m	-	137.3631	142.4319	143.4456	143.4456	10.4277
L=22.5m	-	139.6477	147.5226	148.5726	148.5726	13.4263
L=25m	-	144.0895	151.6732	153.2983	153.2983	13.8537

Tabla 4.7: Tercera velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo

	cs=80m/s	cs=150m/s	cs=220m/s	cs=365m/s	NO_SSI	Rango
L=12.5m	-	186.5374	185.1384	184.6720	184.6720	5.5972
L=15m	-	188.7476	191.1551	190.6736	190.6736	7.7032
L=17.5m	-	192.9983	195.9676	195.9676	195.9676	8.9067
L=20m	-	195.1469	200.2156	200.7225	200.7225	11.6569
L=22.5m	-	202.1217	207.3716	207.8966	207.8966	12.0748
L=25m	-	205.8422	213.4258	214.5092	214.5092	15.1678

Tabla 4.8: Cuarta velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo

	cs=80m/s	cs=150m/s	cs=220m/s	cs=365m/s	NO_SSI	Rango
L=12.5m	-	308.2530	307.7867	307.3203	307.7867	9.7942
L=15m	-	315.8633	317.3078	317.3078	317.7893	11.5547
L=17.5m	-	323.1485	325.6229	326.1177	326.6126	13.3599
L=20m	-	330.4825	333.0169	334.0306	334.5375	14.1906
L=22.5m	-	341.2444	344.9194	345.4444	346.4943	15.7498
L=25m	-	349.3900	349.3900	349.3900	349.3900	18.4078

4.3.3 Rango Superior del Eurocódigo

Para el tercer apartado se representan los valores del desplazamiento máximo generado por el comportamiento dinámico del viaducto en el rango superior del Eurocódigo ??.

Para un primer análisis de la respuesta dinámica se produce la enumeración de tendencias distinguidas en la representación gráfica múltiple. Siendo las cuatro tendencias encontradas independientes de la longitud que se trate dentro del rango de frecuencias estructurales tratado.

La primera tendencia, coincidiendo con la primera tendencia del anterior rango de frecuencias estructurales, abarca exclusivamente el caso de los suelos más blandos ($c_s = 80m/s$). La característica fundamental de esta tendencia es su desproporcionada irregularidad en los desplazamientos obtenidos. Tal es el nivel de inestabilidad en la respuesta que ni queda encajada en los límites que se han considerado para caracterizar el resto de tendencias.

En la segunda tendencia se comprende el caso de rigidez inmediatamente superior al caso anterior ($c_s = 150m/s$). Y, aunque también se distingue un cierto grado de inestabilidad, se pueden intuir las velocidades de cancelación gracias a sus tramos pseudo-parabólicos. Igual que cabe destacar un elevado efecto de los desplazamientos producidos en las cimentaciones; no se puede hablar del fenómeno de la doble parábola ya que la curva no es tan suave como para realizar esta distinción.

La tercera tendencia, en cambio, si se asocia al fenómeno de la doble parábola generada por un error en el paso de tiempo; así como se puede asociar al fenómeno de los desplazamientos diferenciales generados por la cimentación, aunque este último fenómeno en menor medida que en el caso anterior. La tendencia que se estudia en este punto del epígrafe comprende un sólo caso, que no es otro que el asociado a la velocidad de propagación de las ondas sísmicas de valor $220m/s$.

Por último en esta parte del análisis, el caso del suelo más duro ($c_s = 365m/s$) y el del suelo que no incluye la interacción entre el puente y el suelo siguen una tendencia más suave y con menor irregularidad en sus representaciones.

Tal y como ocurría en el rango anterior, la primera tendencia no se puede comparar con las demás. Sin embargo, se puede afirmar que para el caso de vano de longitud $12.5m$ las velocidades de cancelación aumentan levemente conforme disminuye la rigidez del suelo. Para la siguiente longitud ($15m$) las vibraciones libres mínimas se dan aproximadamente en el mismo valor independientemente del suelo. Y mientras, en el resto de longitudes se distingue la disminución de las velocidades de circulación de la carga para que se dé el fenómeno de la cancelación.

La evolución de las velocidades de cancelación confirma la tendencia que se detectó en los dos rangos de frecuencias anteriores. Esta no es otra que el crecimiento de dichas velocidades, independientemente de cuál de las cuatro tendencias detectadas se analice, conforme aumenta la longitud del vano del viaducto ferroviario.

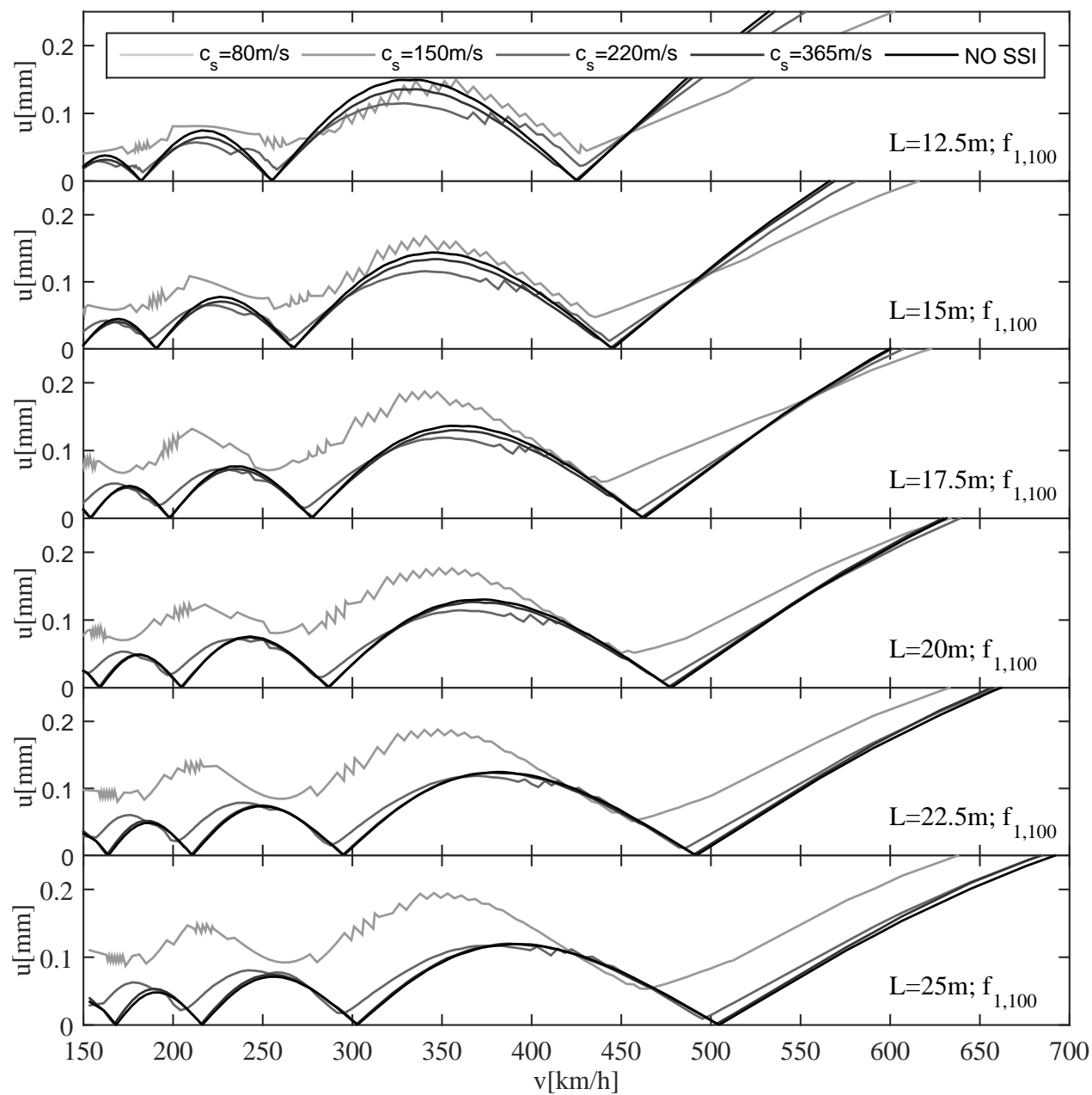


Figura 4.3: Respuesta máxima en desplazamientos(mm) en el punto medio del vano frente a velocidad de circulación de la carga para diferentes longitudes y suelos en el límite superior del Eurocódigo

Tabla 4.9: Primera velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo

	cs=80m/s	cs=150m/s	cs=220m/s	cs=365m/s	NO_SSI	Rango
L=12.5m	-	128.9374	141.8311	141.1864	141.8311	14.4412
L=15m	-	134.9996	143.0996	147.8246	148.4996	18.0459
L=17.5m	-	140.3470	147.3643	153.6800	154.3817	18.7600
L=20m	-	145.1500	152.4075	158.9393	158.9393	23.6937
L=22.5m	-	168.9608	156.9990	162.9799	163.7275	16.9971
L=25m	-	173.5070	153.5460	167.3651	168.1328	25.0648

Tabla 4.10: Segunda velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo

	cs=80m/s	cs=150m/s	cs=220m/s	cs=365m/s	NO_SSI	Rango
L=12.5m	-	178.5782	183.0910	182.4464	182.4464	5.8026
L=15m	-	179.5495	186.2995	191.0245	191.0245	17.2627
L=17.5m	-	176.1355	190.1702	197.8893	197.8893	27.7561
L=20m	-	178.5345	196.6783	204.6615	204.6615	38.8462
L=22.5m	-	183.9131	202.0796	210.0796	210.8272	40.0171
L=25m	-	185.0229	204.2161	215.7321	216.4998	44.9326

Tabla 4.11: Tercera velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo

	cs=80m/s	cs=150m/s	cs=220m/s	cs=365m/s	NO_SSI	Rango
L=12.5m	-	255.9406	257.8747	255.2960	255.2960	2.7086
L=15m	-	256.4993	264.5993	267.2993	267.2993	18.9001
L=17.5m	-	252.6246	273.6766	277.8870	277.1853	32.9667
L=20m	-	275.7850	283.0425	286.6713	286.6713	28.7552
L=22.5m	-	261.6650	287.8315	295.3076	295.3076	52.0506
L=25m	-	261.0282	295.5760	302.4856	302.4856	60.3460

Tabla 4.12: Cuarta velocidad de cancelación (km/h) para diferentes longitudes y suelos en el límite intermedio del Eurocódigo

	cs=80m/s	cs=150m/s	cs=220m/s	cs=365m/s	NO_SSI	Rango
L=12.5m	-	426.7826	427.4273	424.8486	425.4933	5.1583
L=15m	-	435.3738	443.4738	444.1488	444.8238	22.9370
L=17.5m	-	438.5844	458.2329	461.7416	462.4433	37.8781
L=20m	-	449.9651	473.1891	476.8178	477.5436	57.4539
L=22.5m	-	456.0447	485.9492	490.4349	491.9301	66.6623
L=25m	-	464.4766	495.1858	502.8631	504.3985	71.5123

4.4 VELOCIDADES DE CANCELACIÓN SEGÚN TIPO DE SUELO

Una vez se conocen los valores de las velocidades de circulación de la carga móvil asociados al fenómeno de la cancelación de la vibración libre del tablero, se procede a hacer un análisis de los mismos. Para dicho estudio se debe tener en cuenta cuál es el rango velocidades que se considera en la alta velocidad ferroviaria; tipo de vía ferroviaria en la cual se centra todo este trabajo. También se considerarán los intervalos de velocidad correspondientes a las líneas de tipo convencional; sin embargo, se le dotará de una menor importancia ya que la problemática al comportamiento dinámico de los viaductos ferroviarios se torna más pronunciado para la alta velocidad.

El objetivo de la localización de las velocidades de cancelación no es otro que la disminución de la vibración del tablero tanto a la hora de diseñar la longitud del viaducto o la velocidad de circulación del tren, como cuando se desea variar la velocidad de paso del tren para convertir una línea a la alta velocidad o cuando se quiere variar la velocidad de circulación con el único objetivo de evitar una degradación masiva del viaducto y sus capacidades portantes.

En el caso de que se trate de un problema de una nueva infraestructura que se está proyectando, así como si es un estudio de variación de las condiciones de carga a las que se somete el puente ferroviario, la longitud del vano del viaducto y el tipo de suelo presente en la cimentación son dos parámetros que, normalmente, vienen dados por el propio emplazamiento de la estructura. Por este motivo, las representaciones de las velocidades de cancelación se van a realizar de la manera que se describe a continuación. Se separan en diferentes representaciones en función de la longitud del vano salvado por el viaducto. Cada una de ellas se divide en tres teniendo en cuenta los tres rangos de frecuencias del Eurocódigo ?? . Dentro de cada una de las tres gráficas se distinguen cuatro líneas que muestran la evolución de las diferentes velocidades de cancelación en función de la velocidad de propagación de las ondas sísmicas, es decir, en función del tipo de terreno. Para los rangos de frecuencias estructurales superior e intermedio no se consideran las velocidades de cancelación en suelos con velocidades de

propagación menores de $220m/s$ ya que, tal y como se determinó anteriormente, los suelos más blandos no tienen velocidades de cancelación bien definidas en estos casos.

En todas las representaciones se han empleado dos zonas coloreadas para mostrar los tipos de vía férrea en la que se incluirían las velocidades de cancelación. La zona más clara va desde la velocidad nula hasta un valor de $200km/h$. Este rango de velocidades se define como el rango de velocidades convencionales. En cambio, a partir de esos $200km/h$ y hasta los $330km/h$, se considera la alta velocidad. El valor máximo se determina en función de los avances introducidos hasta hoy día en la alta velocidad y para tener en cuenta posibles velocidades futuras. Con una línea discontinua se marca el valor medio de circulación a alta velocidad, aproximadamente unos $220km/h$. Se destaca este valor ya que es importante tener en cuenta que la velocidad media no coincide con el valor medio de las velocidades extremas.

Para cada una de las longitudes se estudian unos valores característicos que servirán para indicar levemente cómo evolucionan las velocidades de cancelación antes de un análisis más profundo:

- La velocidad de cancelación máxima en el límite inferior de las frecuencias estructurales
- La velocidad de cancelación mínima en el límite superior de las frecuencias estructurales

También para cada una de las longitudes, y en cada uno de los rangos de frecuencias estructurales, se analizan los siguientes aspectos de las velocidades de cancelación de la respuesta dinámica:

- El número de velocidades de cancelación dentro del rango de velocidades convencionales
- El número de velocidades de cancelación dentro del rango de la alta velocidad
- Las diferencias entre las velocidades de cancelación presentes en el rango de velocidades correspondiente a la alta velocidad y la velocidad media de circulación en alta velocidad.
- La velocidad de cancelación óptima, definida como la más próxima a la velocidad media de las líneas de alta velocidad.

4.4.1 Longitud de Viaducto de 12.5m

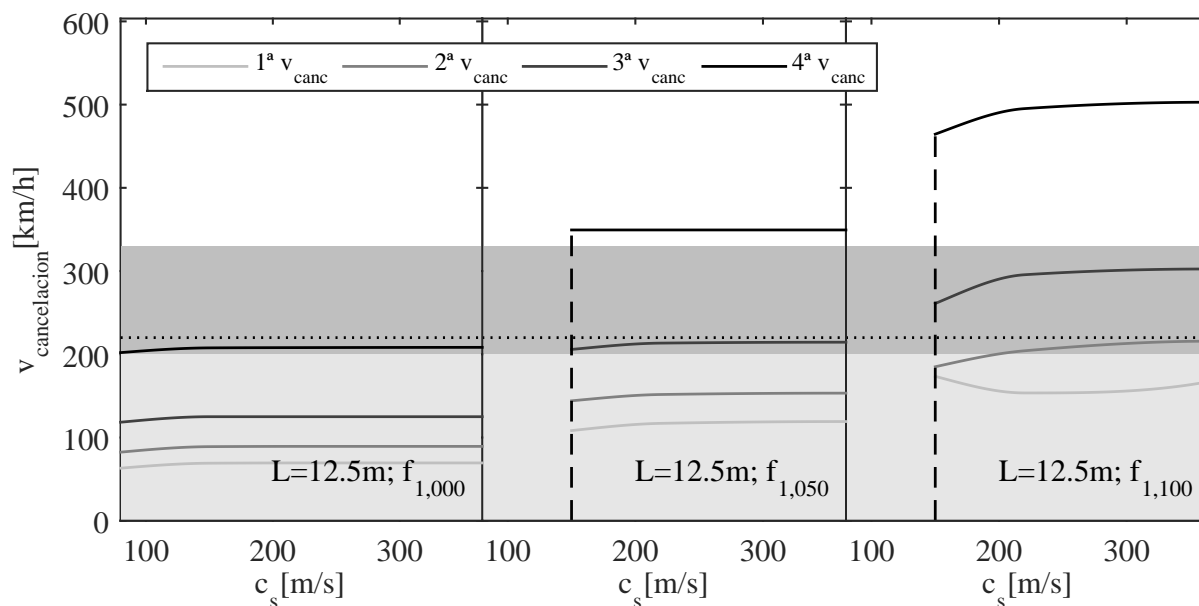


Figura 4.4: Velocidades de cancelación en diferentes rangos de frecuencia frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para viaductos de longitud de 12.5m

- Velocidad de cancelación máxima en el rango de frecuencias inferior: 190km/h .
- Velocidad de cancelación mínima en el rango de frecuencias superior: 140km/h

4.4.1.1 Rango Inferior del Eurocódigo

- Número de velocidades de cancelación en velocidad convencional: 4
- Número de velocidades de cancelación en alta velocidad: 0
- Velocidad de cancelación óptima: 190km/h (30km/h hasta los 220km/h)

Los viaductos de este rango de frecuencias no permiten la circulación de los trenes a altas velocidades si se desea confirmar que la velocidad del tren sea de cancelación. Por ello el valor del incremento de velocidades que debe darse es elevado; toma el valor de los 30km/h .

Este grupo de viaductos ferroviarios no serían adecuados para líneas de altas velocidad.

4.4.1.2 Rango Intermedio del Eurocódigo

- Número de velocidades de cancelación en velocidad convencional: 3
- Número de velocidades de cancelación en alta velocidad: 1

- Velocidad de cancelación óptima: 185km/h (35km/h hasta los 220km/h)

Los viaductos de este rango de frecuencias tienen su frecuencia óptima en velocidades convencionales. Dicha velocidad hace que la diferencia a salvar para alcanzar la velocidad media de la alta velocidad sea de 35km/h , un elevado valor. Aún así se puede distinguir una velocidad de cancelación en el rango correspondiente a alta velocidad. Sin embargo, esta velocidad es demasiado alta (308km/h ; 88km/h hasta los 220km/h) como para considerar que es viable en un caso general.

4.4.1.3 Rango Superior del Eurocódigo

- Número de velocidades de cancelación en velocidad convencional: 2
- Número de velocidades de cancelación en alta velocidad: 1
- Número de velocidades de cancelación fuera del rango estudiado: 14
- Velocidad de cancelación óptima: 256km/h (36km/h hasta los 220km/h)

Los viaductos de este rango de frecuencias se asocian con una mayor adecuación a la alta velocidad. Aunque sólo se distingue una velocidad de cancelación dentro del intervalo de la alta velocidad, dicha velocidad de cancelación constituye el valor óptimo para la velocidad de circulación media de líneas de alta velocidad. Dicho valor es 256km/h y supone una diferencia con la velocidad media definida de 36km/h . La diferencia a salvar es elevada, al igual que en los dos casos anteriores; sin embargo, en este caso supone la permanencia en la alta velocidad, lo que es un avance significativo.

4.4.2 Longitud de Viaducto de 15m

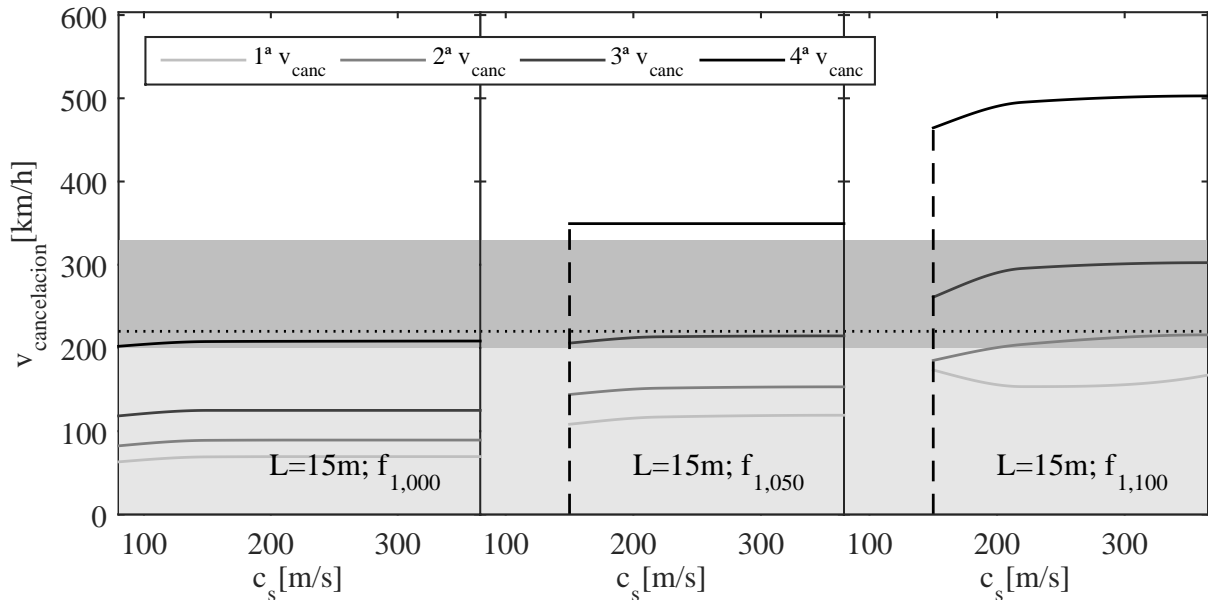


Figura 4.5: Velocidades de cancelación en diferentes rangos de frecuencia frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para viaductos de longitud de 15m

- Velocidad de cancelación máxima en el rango de frecuencias inferior: 190km/h .
- Velocidad de cancelación mínima en el rango de frecuencias superior: 142km/h

4.4.2.1 Rango Inferior del Eurocódigo

- Número de velocidades de cancelación en velocidad convencional: 4
- Número de velocidades de cancelación en alta velocidad: 0
- Velocidad de cancelación óptima: 190km/h (30km/h hasta los 220km/h)

Los viaductos de este rango de frecuencias tienen un comportamiento análogo a los del mismo rango de frecuencias para la longitud anterior. Esto quiere decir que si se trata de buscar una velocidad de cancelación en trenes de alta velocidad, este tipo de estructura no es muy recomendable.

4.4.2.2 Rango Intermedio del Eurocódigo

- Número de velocidades de cancelación en velocidad convencional: 3
- Número de velocidades de cancelación en alta velocidad: 1
- Velocidad de cancelación óptima: 190km/h (30km/h hasta los 220km/h)

Los viaductos de este rango de frecuencias se caracterizan por tener la velocidad de cancelación óptima dentro del rango de velocidades convencionales y por presentar otra velocidad de cancelación en la franja de la alta velocidad. Sin embargo esta última, tal y como pasara en este rango de frecuencias estructurales en la longitud anterior, implica una velocidad de circulación y una diferencia de velocidades a salvar demasiado grandes (317km/h ; 97km/h hasta los 220km/h); por todo ello no es aconsejable considerar que el viaducto podrá ser utilizado en alta velocidad para un caso general.

4.4.2.3 Rango Superior del Eurocódigo

- Número de velocidades de cancelación en velocidad convencional: 2
- Número de velocidades de cancelación en alta velocidad: 1
- Número de velocidades de cancelación fuera del rango estudiado: 1
- Velocidad de cancelación óptima: 185km/h (35km/h hasta los 220km/h)

Los viaductos de este rango de frecuencias tienen una mayor afinidad con la alta velocidad. Aunque la velocidad de cancelación óptima está situada en el rango de velocidad convencional, existe otra comprendida en la franja de la alta velocidad. Ambas se encuentran casi equidistantes de la velocidad de circulación media a alta velocidad, siendo las diferencias de velocidad a salvar de 35km/h para la óptima y de 43km/h para la de alta velocidad. Aunque son valores elevados, uno de ellos permite que el tren se mantenga circulando a alta velocidad.

4.4.3 Longitud de Viaducto de 17.5m

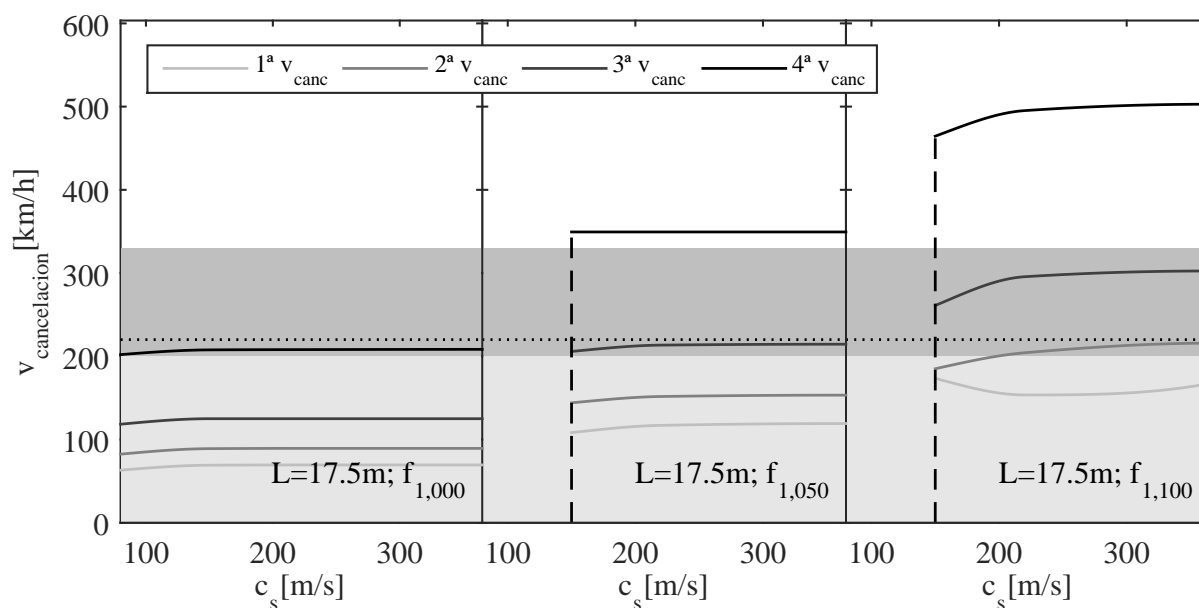


Figura 4.6: Velocidades de cancelación en diferentes rangos de frecuencia frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para viaductos de longitud de 17.5m

- Velocidad de cancelación máxima en el rango de frecuencias inferior: 189km/h .
- Velocidad de cancelación mínima en el rango de frecuencias superior: 147km/h

4.4.3.1 Rango Inferior del Eurocódigo

- Número de velocidades de cancelación en velocidad convencional: 4
- Número de velocidades de cancelación en alta velocidad: 0
- Velocidad de cancelación óptima: 189km/h (31km/h hasta los 220km/h)

Los viaductos de este rango de frecuencias tienen el mismo comportamiento que se ha detectado para este rango de frecuencias en las dos longitudes anteriores. Se distingue la velocidad de cancelación óptima en las velocidades convencionales, sin ninguna posibilidad de obtener una velocidad de cancelación en la alta velocidad.

4.4.3.2 Rango Intermedio del Eurocódigo

- Número de velocidades de cancelación en velocidad convencional: 3
- Número de velocidades de cancelación en alta velocidad: 1

- Velocidad de cancelación óptima: 195km/h (25km/h hasta los 220km/h)

Los viaductos de este rango de frecuencias también siguen comportándose análogamente respecto a los de su rango correspondiente en la longitud anterior. Tienen una velocidad de cancelación en alta velocidad (325km/h), pero supone una diferencia a salvar elevada (105km/h). Por todo ello, no supone la velocidad de cancelación óptima, que si se obtiene en el rango de velocidades convencionales (195km/h ; 25km/h hasta los 220km/h).

4.4.3.3 Rango Superior del Eurocódigo

- Número de velocidades de cancelación en velocidad convencional: 2
- Número de velocidades de cancelación en alta velocidad: 1
- Número de velocidades de cancelación fuera del rango estudiado: 1
- Velocidad de cancelación óptima: 188km/h (32km/h hasta los 220km/h)

Los viaductos de este rango de frecuencias, al igual que en los dos rangos anteriores, continúan con el mismo comportamiento que sus homólogos de la longitud anterior. Esto supone que la velocidad de cancelación óptima se encuentra en la franja de la velocidad convencional (188km/h , 32km/h hasta los 220km/h), existiendo otra velocidad de cancelación en la alta velocidad (268km/h , 48km/h hasta los 220km/h). Las diferencias a salvar en ambos casos son similares.

4.4.4 Longitud de Viaducto de 20m

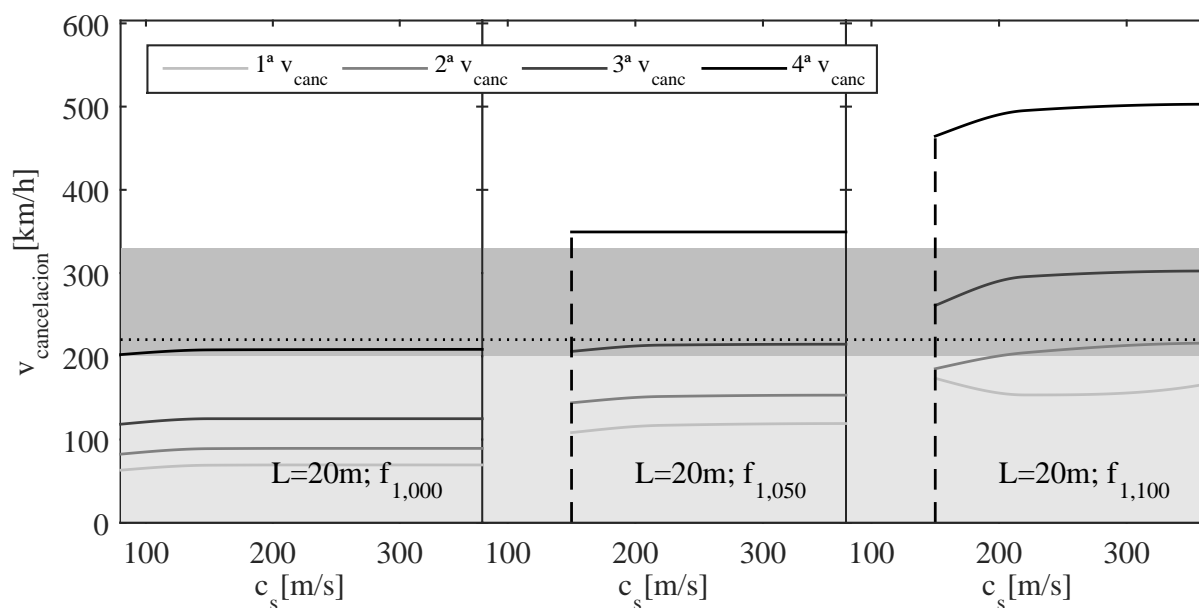


Figura 4.7: Velocidades de cancelación en diferentes rangos de frecuencia frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para viaductos de longitud de 20m

- Velocidad de cancelación máxima en el rango de frecuencias inferior: $189km/h$.
- Velocidad de cancelación mínima en el rango de frecuencias superior: $152km/h$

4.4.4.1 Rango Inferior del Eurocódigo

- Número de velocidades de cancelación en velocidad convencional: 4
- Número de velocidades de cancelación en alta velocidad: 0
- Velocidad de cancelación óptima: $189km/h$ ($31km/h$ hasta los $220km/h$)

Los viaductos de este rango de frecuencias continúan con la tendencia que los define como poco aconsejables para el mantenimiento de una alta velocidad de circulación si se busca obtener una condición de cancelación de la vibración. Esto se debe a que no se encuentran velocidades de cancelación en la franja asociada a la alta velocidad.

4.4.4.2 Rango Intermedio del Eurocódigo

- Número de velocidades de cancelación en velocidad convencional: 3
- Número de velocidades de cancelación en alta velocidad: 0

- Número de velocidades de cancelación fuera del rango estudiado: 1
- Velocidad de cancelación óptima: 199km/h (21km/h hasta los 220km/h)

Los viaductos de este rango de frecuencias suponen un caso particular. En longitudes anteriores se había determinado la presencia de una velocidad de cancelación en el rango de la alta velocidad para este rango de frecuencias; sin embargo, en esta longitud dicha velocidad aumenta tanto la diferencia con la velocidad media que se sale del rango de la alta velocidad. De esta manera sólo queda la velocidad de cancelación óptima como valor asumible (199km/h ; 21km/h hasta los 220km/h); y ninguna velocidad de cancelación en la franja de alta velocidad.

4.4.4.3 Rango Superior del Eurocódigo

- Número de velocidades de cancelación en velocidad convencional: 2
- Número de velocidades de cancelación en alta velocidad: 1
- Número de velocidades de cancelación fuera del rango estudiado: 1
- Velocidad de cancelación óptima: 197km/h (27km/h hasta los 220km/h)

Los viaductos de este rango de frecuencias suponen un caso similar al caso anterior en el mismo rango de frecuencia, ya que la velocidad óptima se da en una velocidad de circulación convencional (197km/h ; 27km/h hasta los 220km/h); sin embargo se debe tener en cuenta que también se distingue una velocidad de cancelación perteneciente al rango asociado a la alta velocidad. Aun así, su valor parece demasiado elevado como para resultar útil.

4.4.5 Longitud de Viaducto de 22.5m

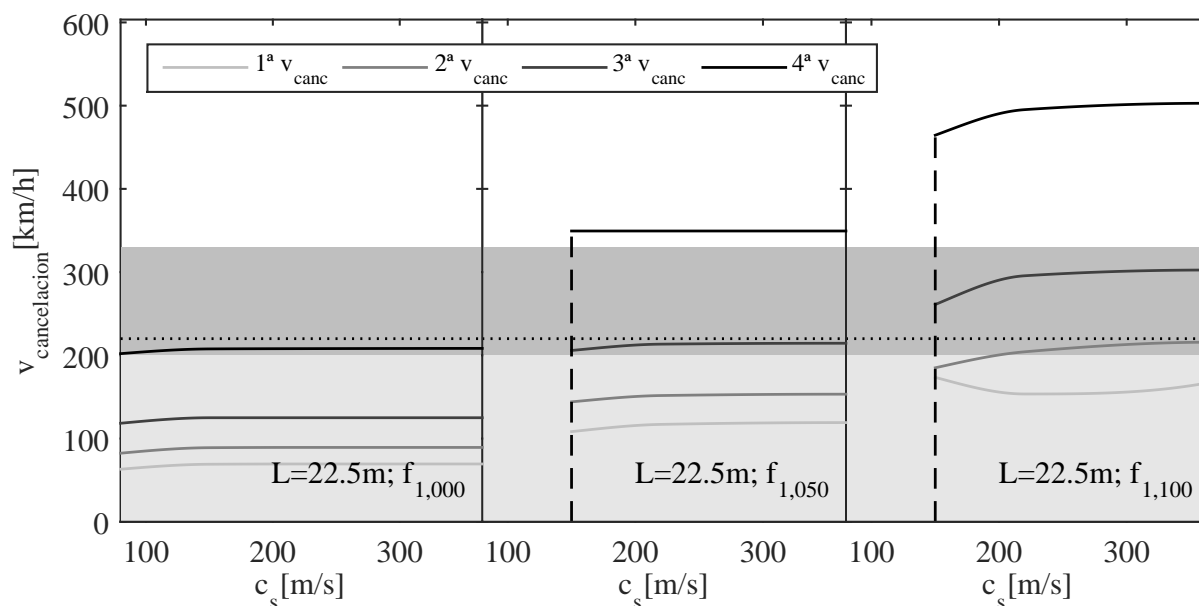


Figura 4.8: Velocidades de cancelación en diferentes rangos de frecuencia frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para viaductos de longitud de 22.5m

- Velocidad de cancelación máxima en el rango de frecuencias inferior: 198km/h .
- Velocidad de cancelación mínima en el rango de frecuencias superior: 163km/h

4.4.5.1 Rango Inferior del Eurocódigo

- Número de velocidades de cancelación en velocidad convencional: 4
- Número de velocidades de cancelación en alta velocidad: 0
- Velocidad de cancelación óptima: 198km/h (22km/h hasta los 220km/h)

Los viaductos de este rango de frecuencias todavía mantienen lo expuesto en las velocidades anteriores, siguen sin tener ninguna velocidad de cancelación en la alta velocidad. Sin embargo, para esta longitud de vano se detecta como la velocidad de cancelación óptima comienza a acercarse a la velocidad media de circulación en alta velocidad bajando por primera vez para este rango de frecuencias de 30km/h (198km/h ; 22km/h hasta los 220km/h). Este cambio se traduce en un mejor comportamiento a la hora de intentar mantener velocidades altas de circulación.

4.4.5.2 Rango Intermedio del Eurocódigo

- Número de velocidades de cancelación en velocidad convencional: 2

- Número de velocidades de cancelación en alta velocidad: 1
- Número de velocidades de cancelación fuera del rango estudiado: 1
- Velocidad de cancelación óptima: 206km/h (14km/h hasta los 220km/h)

Los viaductos de este rango de frecuencias tienen una velocidad de cancelación de la vibración libre en la franja asociada a la alta velocidad. Dicha velocidad es la óptima ya que se encuentra excepcionalmente cercana a la velocidad media de circulación en trenes de alta velocidad (206km/h ; 14km/h hasta los 220km/h).

4.4.5.3 Rango Superior del Eurocódigo

- Número de velocidades de cancelación en velocidad convencional: 2
- Número de velocidades de cancelación en alta velocidad: 1
- Número de velocidades de cancelación fuera del rango estudiado: 1
- Velocidad de cancelación óptima: 199km/h (21km/h hasta los 220km/h)

Los viaductos de este rango de frecuencias tienen la misma distribución de velocidades de cancelación en las diferentes franjas que el rango de frecuencias estudiado anteriormente. Sin embargo en este caso la velocidad de cancelación óptima se da a una velocidad convencional (199km/h ; 21km/h hasta los 220km/h) y no en alta velocidad ya que la velocidad de cancelación asociada a este tipo de línea férrea se aleja en exceso de la velocidad media (282km/h ; 62km/h hasta los 220km/h).

4.4.6 Longitud de Viaducto de 25m

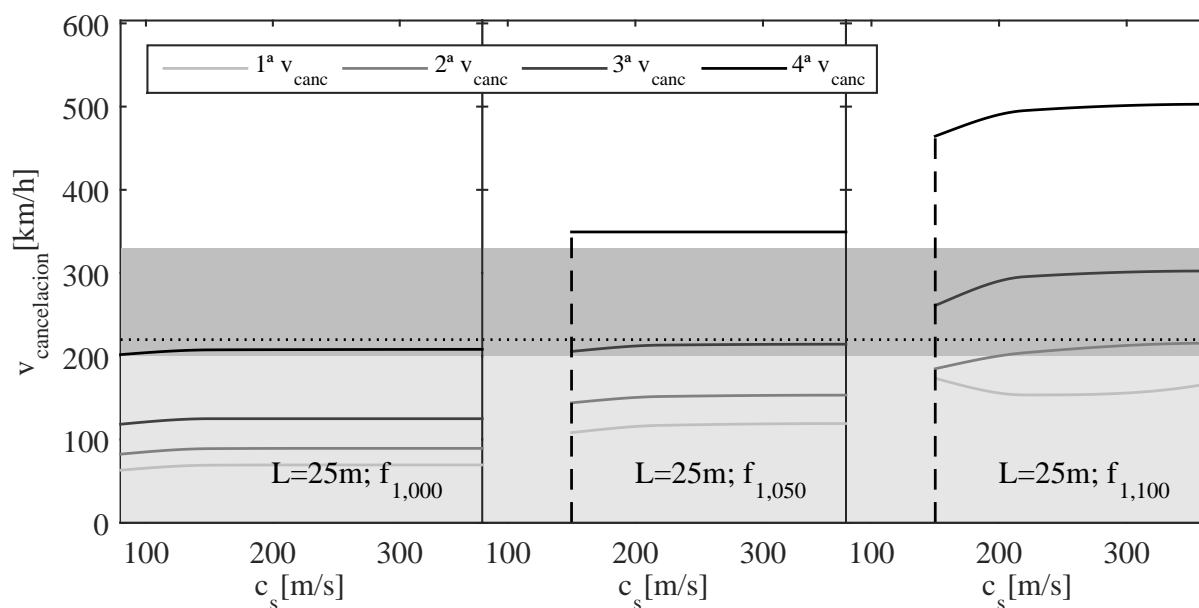


Figura 4.9: Velocidades de cancelación en diferentes rangos de frecuencia frente a velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno para viaductos de longitud de 25m

- Velocidad de cancelación máxima en el rango de frecuencias inferior: 207km/h .
- Velocidad de cancelación mínima en el rango de frecuencias superior: 165km/h

4.4.6.1 Rango Inferior del Eurocódigo

- Número de velocidades de cancelación en velocidad convencional: 3
- Número de velocidades de cancelación en alta velocidad: 1
- Velocidad de cancelación óptima: 207km/h (13km/h hasta los 220km/h)

Los viaductos de este rango de frecuencias continúan mejorando su comportamiento con respecto a alcanzar una velocidad de cancelación próxima a la velocidad media de circulación de trenes de alta velocidad. En esta longitud ya incluso tienen un velocidad de cancelación dentro del rango de la alta velocidad, que además es la óptima con un valor muy adecuado en la diferencia de velocidades a salvar (207km/h ; 13km/h hasta 220km/h).

4.4.6.2 Rango Intermedio del Eurocódigo

- Número de velocidades de cancelación en velocidad convencional: 2

- Número de velocidades de cancelación en alta velocidad: 1
- Número de velocidades de cancelación fuera del rango estudiado: 1
- Velocidad de cancelación óptima: 211km/h (9km/h hasta los 220km/h)

Los viaductos de este rango de frecuencias, al igual que pasara para la longitud anterior, tienen un comportamiento excelente en cuanto a la cercanía de la velocidad media de circulación a una velocidad de cancelación de la respuesta. En este caso en concreto se llega a mejorar incluso la diferencia de velocidades a salvar para llegar a una velocidad de cancelación (211km/h ; 9km/h hasta los 220km/h).

4.4.6.3 Rango Superior del Eurocódigo

- Número de velocidades de cancelación en velocidad convencional: 1
- Número de velocidades de cancelación en alta velocidad: 2
- Número de velocidades de cancelación fuera del rango estudiado: 1
- Velocidad de cancelación óptima: 202km/h (18km/h hasta los 220km/h)

Los viaductos de este rango de frecuencias también tienen un análisis positivo en este estudio. Se encuentran dos velocidades de cancelación en la franja correspondiente a la alta velocidad, entre ellas se encuentra la velocidad de cancelación óptima que se encuentra muy próxima a la velocidad media de circulación (202km/h ; 18km/h hasta los 220km/h).

ANÁLISIS DE FENÓMENO DE CANCELACIÓN EN TRENES DE CARGAS

Una vez se ha analizado en profundidad tanto la caracterización dinámica de los viaductos de los distintos casos estudiados como la respuesta dinámica ante una carga móvil, se procede a evaluar la respuesta dinámica de algunos de los casos anteriores cuando se someten a las sollicitaciones propias de un tren. Para que las sollicitaciones sean modeladas correctamente no se introduce en el modelo de cálculo el modelo simplificado de carga, sino el modelo completo de un tren, el cual es más sofisticado y permite una mayor aproximación con respecto al comportamiento dinámico real.

En primer lugar se enumerarán una serie de objetivos que este estudio pretende alcanzar así como se explicarán unos conceptos fundamentales para la mejor comprensión del análisis realizado. Después, se describirá cómo se manifiesta el fenómeno que se intenta estudiar. Por último, se analiza la respuesta de los casos estudiados bajo la sollicitación de un tren completo; esto permite detectar si el fenómeno se produce en alguno de los casos implementados en el modelo en este apartado.

5.1 CONSIDERACIONES PREVIAS

En este epígrafe se trata de introducir el estudio que se va a realizar en las secciones posteriores. Dicho análisis está asociado a la respuesta dinámica de los viaductos de luces entre medias y cortas cuando se hace pasar sobre ellos un tren. Se destaca el carácter cuantitativo de los resultados de este estudio al tratarse de un caso de carga simulado de la manera más realista que nos permite el modelo. Esto significa que, en contraposición a lo que pasaba en los estudios anteriores, se puede considerar la relación entre las amplitudes de las respuestas obtenidas. Sin embargo, cabe resaltar que dicho carácter cuantitativo se combinará con la parte cualitativa del estudio dado que se trata de un análisis de tipo paramétrico cuyo objetivo es determinar tendencias generales en función de una serie de variables.

5.1.1 *Limitaciones del Método Implementado para un Tren*

El tren implementado, para este estudio, es del tipo HSLM-A1, tal y como se comentó en el apartado del modelo del tren implementado. Se toma dicho tipo de tren como se podía haber tomado cualquier otro de entre los propuestos en el Eurocódigo ??.

El hecho de escoger un sólo tren se justifica teniendo en cuenta que uno de los objetivos de este último estudio de los viaductos es realizar un estudio paramétrico en función de diferentes variables,

variando sus valores para comprender cómo afectan dichas variables a las conclusiones obtenidas. Si se seleccionaran varios trenes, teniendo en cuenta que las variaciones para un sólo tren ya suponen un número considerable de casos por estudiar, el número de casos analizados se dispararía a un valor demasiado elevado como para que este estudio alcanzara a abarcarlo. Por todo ello, y por otros motivos que se exponen a continuación, no solo se reducen los casos al estudio de un solo tren, sino que también se debe intentar reducir los casos dentro del estudio de este tren en lo asociado a tipos de suelo estudiado, rango de frecuencias estructurales y longitudes del vano.

Otro motivo de peso a la hora de intentar reducir el número de casos estudiados es el elevado coste computacional de implementar un modelo que incluye el tren de cargas completo asociado a un tren. Dicho coste numérico del estudio es de tal magnitud que hace que la implementación del modelo con el modelo de cargas simplificado sea de una utilidad muy a tener en cuenta en estudios que no precisen de un análisis cuantitativo de la respuesta excesivamente preciso; esto a se debe a que la carga puntual móvil implica una rapidez a la hora de calcular considerablemente mayor que la que se le asocia al tren de cargas.

5.1.2 Casos Estudiados

Todos los motivos que se mencionaron anteriormente para reducir el número de casos analizados se complementan a la perfección con ciertas limitaciones no asociadas al método implementado sino a los estudios previos realizados en este trabajo.

La primera de estas limitaciones proviene del apartado encargado de la caracterización modal de los puentes. En él, se distinguió una inestabilidad en el caso asociado al suelo de velocidad de propagación igual a $150m/s$ que lleva a despreciar el resultado obtenido para dicho tipo de suelo. Debido a esta inestabilidad no se tiene el valor exacto de la frecuencia fundamental para este tipo de suelo y, ya que dicho parámetro es fundamental para el cálculo de la velocidad de circulación del tren a la que se produce la resonancia (la cual se estudiará más adelante), esto hace que sea el primer grupo de casos que se va a apartar de este estudio.

Otra velocidad de propagación de las ondas sísmicas que también da problemas en estudios anteriores es la correspondiente al valor de dicho parámetro de $80m/s$. En este caso, al intentar obtener sus velocidades de cancelación, estos casos suelen presentar un comportamiento dinámico que no permite la distinción de las velocidades de cancelación en un gran número de casos. Para evitar la más que probable comprobación de las velocidades de cancelación en estos casos, y teniendo en cuenta la necesidad de reducir casos justificada anteriormente, se decide no incluirlos en el análisis.

Como última restricción en cuanto a lo que los tipos de suelos se refiere, se prefiere no estudiar el caso correspondiente a la no presencia de la interacción entre el suelo y la estructura. Dicho caso, tal y como se puede observar en todos los estudios anteriores, desarrolla un comportamiento dinámico

casi idéntico al asociado al suelo más duro ($c_s = 365\text{m/s}$). Por ello, con el fin de no obtener resultados prácticamente iguales en casos que deberían ser calculados de manera independiente, se eliminan del abanico de posibilidades a implementar en el modelo.

Teniendo en cuenta todas estas restricciones impuestas nos quedarían 2 tipos de suelo, 3 rangos de frecuencia estructural y 6 longitudes de vanos a estudiar; lo que llevaría a generar e implementar un total de 36 viaductos. Este número se ha considerado excesivo para el tiempo del que se disponía para realizar los cálculos. Por esto, y teniendo en cuenta que es muy interesante tener en cuenta los tres rangos de frecuencias estructurales que nos dan una idea de la evolución de la respuesta según el tipo de puente, se toma la determinación de reducir el número de longitudes. Se conservan las longitudes de valor 15, 20 y 25 metros. Esto lleva la reducción del número de casos a estudiar desde 36 hasta 18. Este es el número definitivo de viaductos que se van a implementar en el modelo para analizar su respuesta dinámica real bajo la solicitación correspondiente a un tren completo.

En los apartados siguientes, una vez se han determinado los casos que se van a estudiar, se caracterizará la respuesta dinámica de dichos casos y se estudiarán los fenómenos asociados a dicha respuesta.

5.2 ANÁLISIS DEL FENÓMENO DE LA CANCELACIÓN DE LA RESPUESTA

Antes de proceder a estudiar las respuestas dinámicas de los casos analizados, se trata de determinar cuáles son los efectos o fenómenos que se intentarán localizar en dichas respuestas. En primer lugar se explica el fenómeno de resonancia para dar paso al fenómeno de cancelación, el cual se relaciona íntimamente con el de resonancia.

5.2.1 Fenómeno de Resonancia

El fenómeno por excelencia en cuanto a lo que dinámica de estructuras se refiere no es otro que la resonancia del sistema. La resonancia es conocida por ser el punto singular en el que la frecuencia de la carga que se aplica y la frecuencia natural de alguno de los modos de vibración de la estructura se igualan. Esto produce una respuesta de gran magnitud que puede ocasionar problemas en el correcto diseño, funcionamiento y conservación de la estructura. De ahí la gran importancia de controlar este fenómeno en todo tipo de estructuras sometidas a cargas de tipo cíclico o similares; dicho control evita los sobredimensionamientos o el diseño de vías ferroviarias a velocidades de circulación que no serían las idóneas para que la respuesta dinámica fuera asumible.

En este estudio se van a focalizar todos los esfuerzos en el control de la segunda velocidad que produce el primer modo de resonancia o vibración de la estructura. Este primer modo de vibración está asociado al comportamiento dinámico del viaducto ferroviario a flexión longitudinal. Se selecciona

esta velocidad en concreto ya que es la que suele ocasionar mayor problemática en puentes ferroviarios de estas características. Para hallar dicha velocidad (en unidades de m/s) en función de la frecuencia fundamental del viaducto y de la distancia característica del modelo, se recurre a la siguiente definición:

$$\frac{v_{2nd,reso}}{D} = \frac{f_1}{2} \Rightarrow v_{2nd,reso} = \frac{f_1 \cdot D}{2} \quad (5.1)$$

Gracias a esta ecuación se puede calcular la velocidad a la que se da la segunda resonancia asociada al primer modo de vibración del sistema. Estos valores se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 5.1: Velocidades de segunda resonancia asociada al primer modo de vibración para diferentes longitudes, frecuencias estructurales y suelos

		$c_s(m/s)$	$f_1(Hz)$	$v_{2nd,reso}(m/s)$	$v_{2nd,reso}(km/h)$
L=15m	f _{1,000}	220	5.2774	47.4966	170.9878
		365	5.4373	48.9357	176.1685
	f _{1,050}	220	8.5557	77.0013	277.2047
		365	8.8231	79.4079	285.8684
	f _{1,100}	220	11.2443	101.1987	364.3153
		365	12.3688	111.3192	400.7491
L=20m	f _{1,000}	220	3.9580	35.6220	128.2392
		365	4.0780	36.7020	132.1272
	f _{1,050}	220	6.7550	60.7950	218.8620
		365	6.9900	62.9100	226.4760
	f _{1,100}	220	9.0673	81.6057	293.7805
		365	9.6718	87.0462	313.3663
L=25m	f _{1,000}	220	3.7404	33.6636	121.1890
		365	3.5756	32.1804	115.8494
	f _{1,050}	220	5.5947	50.3523	181.2683
		365	5.9556	53.6004	192.9614
	f _{1,100}	220	7.4177	66.7593	240.3335
		365	8.1850	73.6650	265.1940

En el apartado siguiente se explica el fenómeno de cancelación y la relación que une a éste con el de resonancia, desarrollado en este epígrafe.

5.2.2 Fenómeno de Cancelación

En esta parte del trabajo se descubrirá la importancia de los estudios anteriores asociados a la búsqueda de las denominadas velocidades de cancelación de la respuesta dinámica. Dicha importancia radica en que estas velocidades, por sus especiales implicaciones en la respuesta dinámica, son el nexo de unión que relaciona las velocidades de resonancia de la estructura con el fenómeno de la cancelación de la vibración libre.

Las velocidades de cancelación, tal y como se estudiaron en apartados anteriores, tienen la capacidad de anular la respuesta dinámica de un viaducto sometido a la sollicitación compuesta por una sola carga en movimiento. Ahora cabe preguntarse que implicación tendrá este efecto sobre la respuesta dinámica en algunos de esos mismos viaductos, pero esta vez sometidos a un tren completo de cargas. Es más, se puede llegar a cuestionar si se llegaría a anular el efecto de la resonancia en los viaductos analizados. Para contestar a esta pregunta se desarrolla el apartado posterior a este. Sin embargo, aunque no se llegue a desvelar en este epígrafe, sí que se puede intuir que las velocidades de cancelación afectarán de algún modo a la respuesta dinámica y, por consiguiente, al fenómeno de la resonancia. Quedan de esta manera relacionados dos de los fenómenos fundamentales en este trabajo.

5.3 OBTENCIÓN DE MÁXIMA RESPUESTA ANTE TREN DE CARGAS

Con los objetivos de caracterizar la respuesta dinámica de los viaductos de luces medias y cortas ante una sollicitación muy aproximada a la real, así como de relacionar los fenómenos de cancelación y resonancia; se comienza el estudio de la sollicitación de tipo tren.

Para llevar a cabo la caracterización de la respuesta dinámica de los viaductos escogidos se analiza el valor de la aceleración máxima experimentada por el punto medio de la viga en vibración forzada en función de la velocidad de circulación del tren sobre el viaducto. La elección de la vibración forzada como objeto de estudio se justifica gracias a las mayores facilidades en este régimen forzado para localizar el fenómeno de la resonancia. El valor de la velocidad de circulación no se adjudica directamente, sino que se divide entre la distancia característica del tipo de tren implementado, en este caso $18m$.

Los ejes de estas gráficas han sido limitados a tomar los valores que se describen a continuación con el único objetivo de facilitar la comparación y comprensión de las gráficas en ellos representadas. El eje de ordenadas (asociado a la aceleración máxima en el punto medio) toma desde el valor nulo hasta un valor lo suficientemente elevado para albergar el valor máximo representado para una misma longitud; esto facilita la comparación cuantitativa de las amplitudes de la aceleración en casos con vanos de luces idénticas. Por su parte, el eje de abscisas (correspondiente al cociente entre velocidad de circulación y distancia característica) se permite que tome valores comprendidos entre el valor nulo

y el equivalente a la velocidad máxima de los trenes de alta velocidad, la cual se toma por valor de 330km/h . Esto equivale aproximadamente a un valor en dicho eje de 5.1.

Aunque en estas gráficas suele distinguirse con claridad cuales son las velocidades de resonancia, se incluyen en las representaciones unas líneas de punto y trazo que indican la velocidad de resonancia calculada analíticamente. También por facilitar la localización de respuestas inusuales se trazan unas líneas punteadas que determinan el valor medio de los valores de la aceleración máxima estudiada en toda la serie de puntos tratados. Por último se representan las velocidades de cancelación obtenidas en apartados anteriores con líneas verticales de trazos.

Una vez se conoce en profundidad como van a ser las representaciones obtenidas se estudian los casos concretos de viaductos en sus diferentes variantes para llegar a conclusiones generales.

5.3.0.1 Longitud de viaducto de 15m

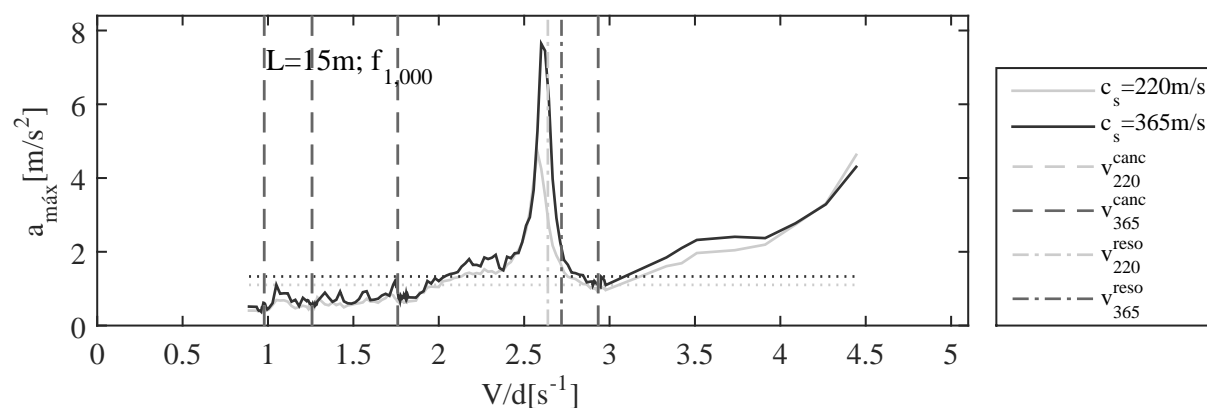


Figura 5.1: Aceleración máxima(m/s²) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de $L=15\text{m}$ en el límite inferior del Eurocódigo sin amortiguamiento

En esta gráfica se observa cómo la respuesta dinámica alcanza los valores máximos en torno a las velocidades de resonancia de los diferentes casos estudiados. También cabe destacar que la respuesta disminuye y se produce a una velocidad inferior conforme el suelo es más blando.

Tabla 5.2: Velocidades características(km/h) para $L=15\text{m}$ en el límite inferior del Eurocódigo

$c_s (m/s)$	$(v/d)_{a_{max}} (s^{-1})$	$v_{a_{max}}$	v_{reso}	$v_{canc,1}$	$v_{canc,2}$	$v_{canc,3}$	$v_{canc,4} (km/h)$
220	2.5778	167.0414	170.9878	63.3795	81.5042	114.0488	190.0814
365	2.6000	168.4800	176.1685	63.3619	81.5073	114.0398	190.0858

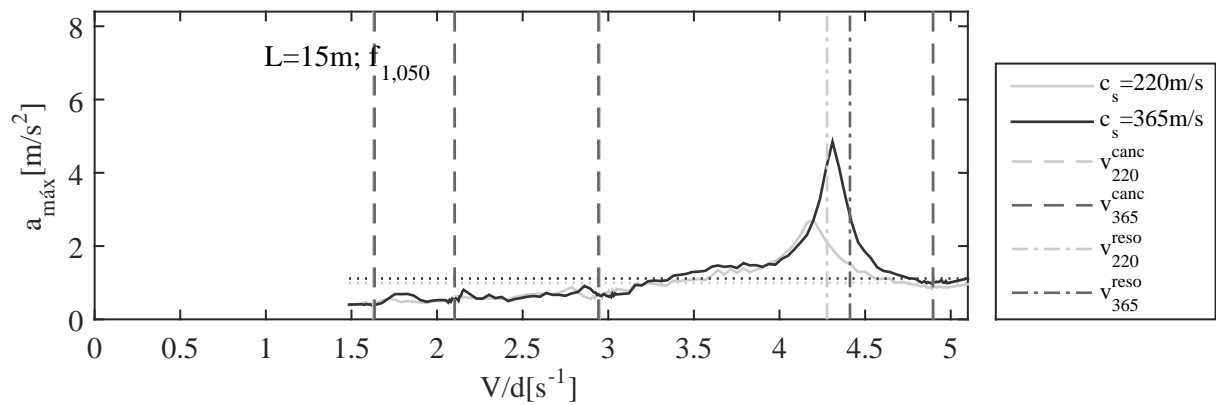


Figura 5.2: Aceleración máxima(m/s²) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de L=15m en el límite intermedio del Eurocódigo sin amortiguamiento

De nuevo, en esta representación se confirma tanto la aparición de la mayor respuesta en valores próximos a las velocidades de resonancia; así como la tendencia descrita anteriormente en los valores máximos de respuesta y su velocidad correspondiente con respecto al suelo.

Tabla 5.3: Velocidades características(km/h) para L=15m en el límite intermedio del Eurocódigo

$c_s(m/s)$	$(v/d)_{a_{max}}(s^{-1})$	$v_{a_{max}}$	v_{reso}	$v_{canc,1}$	$v_{canc,2}$	$v_{canc,3}$	$v_{canc,4}$
220	4.1983	272.0498	277.2047	105.4302	136.2923	191.1788	317.3070
365	4.3097	279.2686	285.8684	105.9619	136.2640	190.6742	317.3140

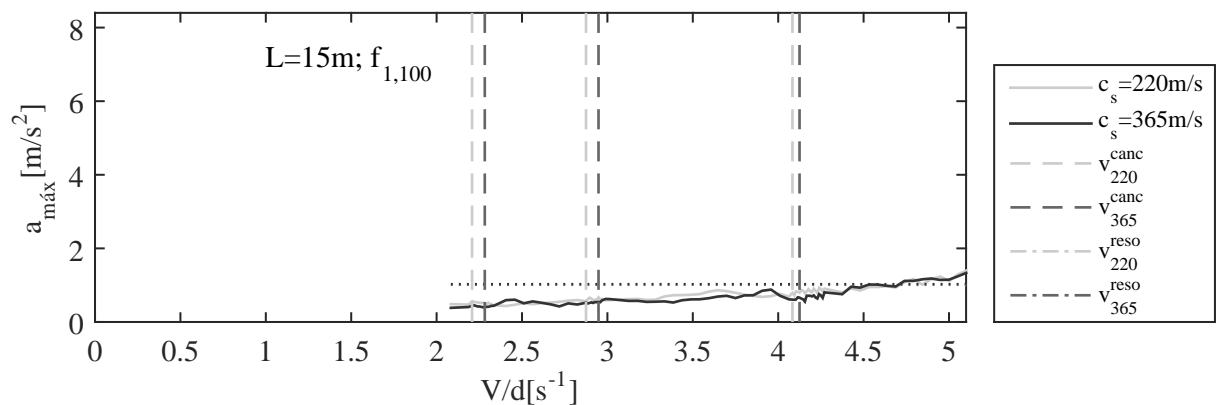


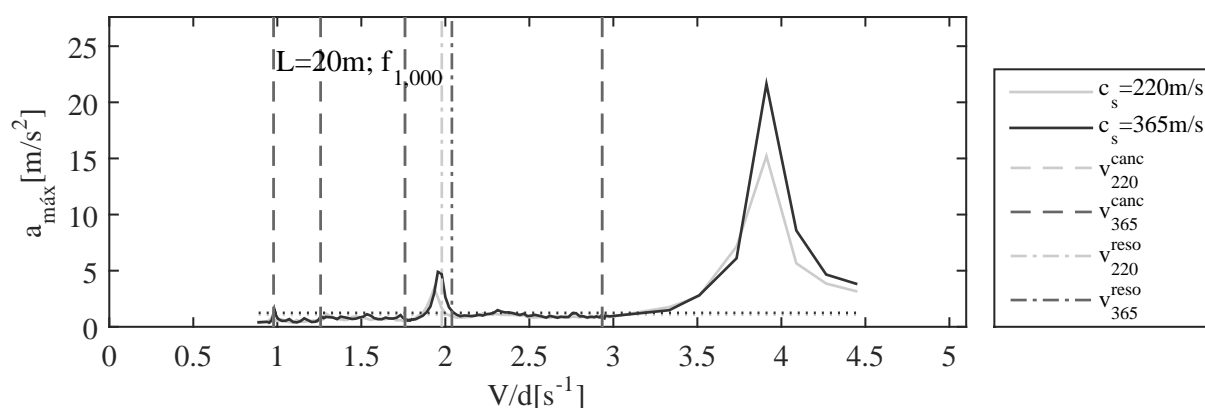
Figura 5.3: Aceleración máxima(m/s²) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de L=15m en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento

En este caso, correspondiente al límite superior del eurocódigo, la velocidad de resonancia se da fuera del rango de velocidades razonables para el estudio. Esta velocidad particular se da en un valor mayor a los 330km/h y, por lo tanto, se desprecia el fenómeno de la resonancia en este caso.

Tabla 5.4: Velocidades características(km/h) para L=15m en el límite superior del Eurocódigo

c_s (m/s)	$(v/d)_{a_{max}}$ (s^{-1})	$v_{a_{max}}$	v_{reso}	$v_{canc,1}$	$v_{canc,2}$	$v_{canc,3}$	$v_{canc,4}$
220	5.4687	354.3718	364.3153	143.0545	186.2866	264.6144	443.4932
365	5.9375	384.7500	400.7491	147.8764	191.0237	267.2997	444.1636

5.3.0.2 Longitud de viaducto de 20m

**Figura 5.4:** Aceleración máxima(m/s²) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de L=20m en el límite inferior del Eurocódigo sin amortiguamiento

En este caso, se detectan dos velocidades en las que la respuesta describe un máximo relativo. El segundo, aún siendo mayor que el primero, no corresponde a la segunda velocidad de resonancia del primer modo de vibración por lo que no se estudia. En el primero, que si se corresponde con el comportamiento dinámico estudiado, se detectan las misma tendencias que en los casos de la longitud anterior donde se distinguía la resonancia.

Tabla 5.5: Velocidades características(km/h) para L=20m en el límite inferior del Eurocódigo

c_s (m/s)	$(v/d)_{a_{max}}$ (s^{-1})	$v_{a_{max}}$	v_{reso}	$v_{canc,1}$	$v_{canc,2}$	$v_{canc,3}$	$v_{canc,4}$
220	1.9333	125.2778	128.2392	63.3787	81.5031	114.0474	190.0790
365	1.9556	126.7229	132.1272	63.3623	81.5078	114.0405	190.0870

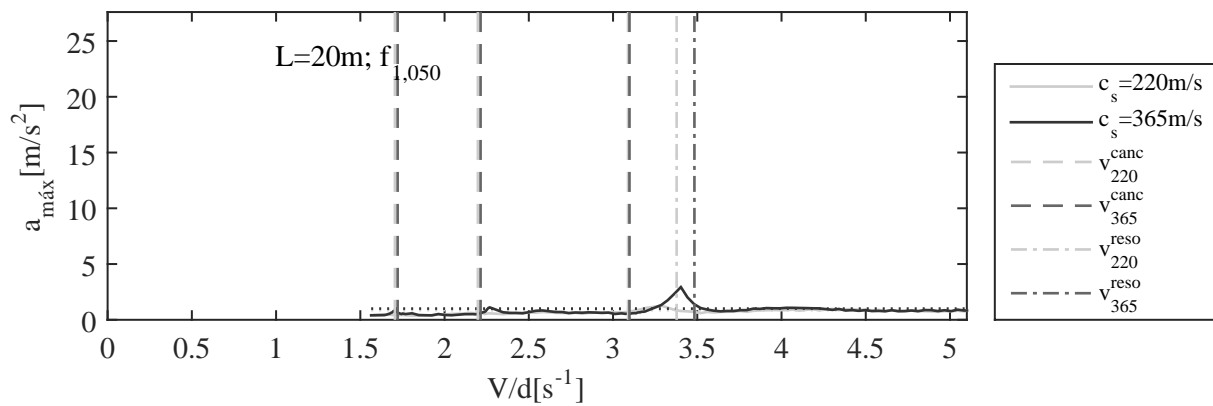


Figura 5.5: Aceleración máxima(m/s2) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de L=20m en el límite intermedio del Eurocódigo sin amortiguamiento

En esta representación, por primera vez en este estudio, se detecta que para el caso del suelo más blando la respuesta dinámica del viaducto es de una tendencia constante incluso en las velocidades de resonancia. Este fenómeno se estudia, junto con otros casos en los que se dé, en el apartado siguiente. Incluso en este caso la tendencia de la respuesta máxima a presentar con un valor inferior de amplitud y de velocidad de circulación se sigue cumpliendo.

Tabla 5.6: Velocidades características(km/h) para L=20m en el límite intermedio del Eurocódigo

$c_s(m/s)$	$(v/d)_{a_{max}}(s^{-1})$	$v_{a_{max}}$	v_{reso}	$v_{canc,1}$	$v_{canc,2}$	$v_{canc,3}$	$v_{canc,4}$
220	3.2853	212.8874	218.8620	110.5010	142.4062	200.1858	333.0593
365	3.4026	220.4885	226.4760	111.5452	143.4439	200.7211	334.0336

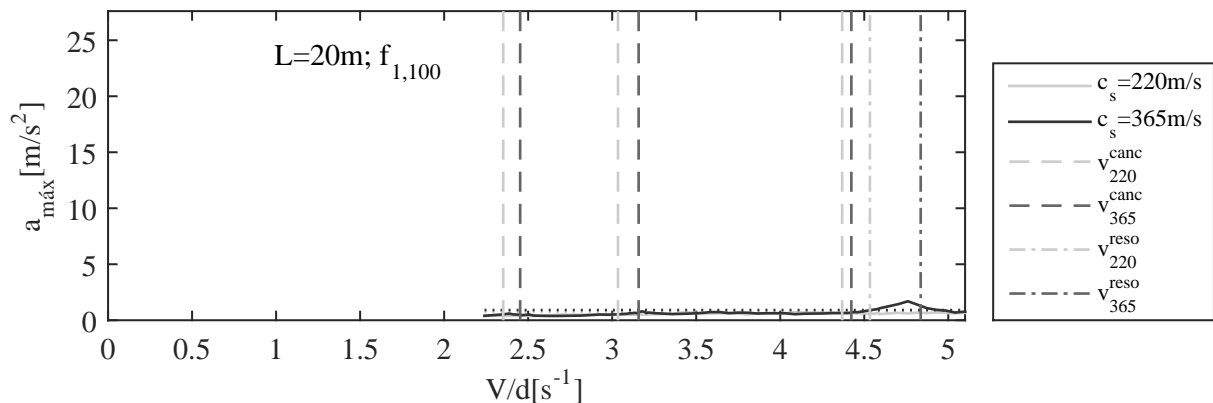


Figura 5.6: Aceleración máxima(m/s2) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de L=20m en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento

En este caso, se da el mismo fenómeno que en el anterior, pero más pronunciado si cabe. También se estudia más adelante de manera más profunda. En esta representación es muy difícil discernir la

línea del valor medio de la propia gráfica de la aceleración para el caso del suelo más blando. Otro aspecto que no se logra a distinguir es un valor máximo de la respuesta; por lo que se ha tomado un valor máximo relativo de la zona de la velocidad de resonancia como valor máximo total. Este valor se daría en una velocidad inferior a la del análogo para el suelo más duro.

Tabla 5.7: Velocidades características(km/h) para L=20m en el límite superior del Eurocódigo

$c_s(m/s)$	$(v/d)_{a_{max}}(s^{-1})$	$v_{a_{max}}$	v_{reso}	$v_{canc,1}$	$v_{canc,2}$	$v_{canc,3}$	$v_{canc,4}$
220	4.0879	264.8959	293.7805	152.3742	196.6371	283.0739	473.1825
365	4.7599	308.4415	313.3663	158.9115	204.5934	286.6257	476.8739

5.3.0.3 Longitud de viaducto de 25m

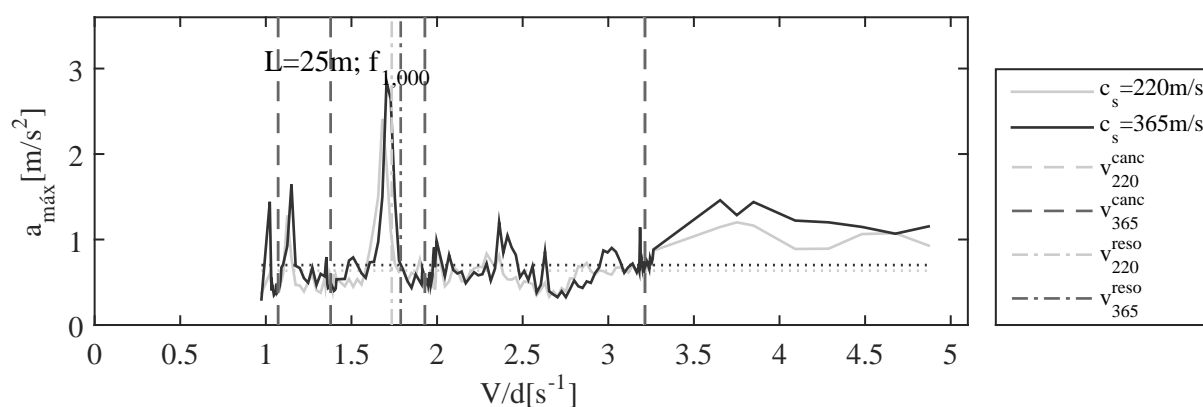


Figura 5.7: Aceleración máxima(m/s^2) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de L=25m en el límite inferior del Eurocódigo sin amortiguamiento

En este primer caso para viaductos de la máxima longitud considerada se vuelve a dar un claro fenómeno de resonancia en ambos suelos; y en ambos casos, en torno a la velocidad de resonancia calculada. También se vuelve a apreciar como la máxima respuesta del suelo más rígido se da a una velocidad más alta y con una magnitud mayor, tal y como se ha verificado hasta ahora en todos los casos estudiados.

Tabla 5.8: Velocidades características(km/h) para L=25m en el límite inferior del Eurocódigo

$c_s(m/s)$	$(v/d)_{a_{max}}(s^{-1})$	$v_{a_{max}}$	v_{reso}	$v_{canc,1}$	$v_{canc,2}$	$v_{canc,3}$	$v_{canc,4}$
220	1.6805	108.8964	121.1890	69.4635	89.3281	124.9969	208.0158
365	1.7049	110.4775	115.8494	69.4453	89.3328	124.9887	208.3359

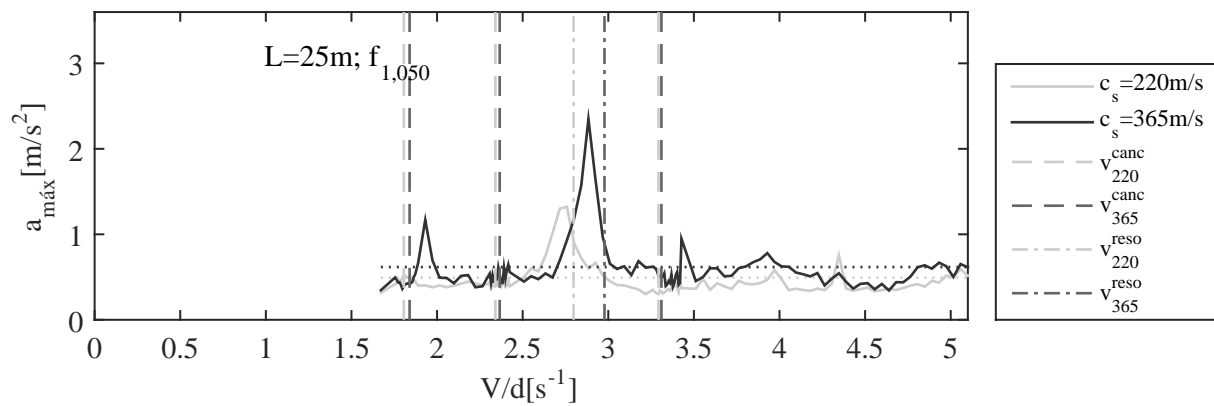


Figura 5.8: Aceleración máxima(m/s^2) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de $L=25m$ en el límite intermedio del Eurocódigo sin amortiguamiento

Nuevamente el fenómeno de la resonancia se manifiesta claramente en los alrededores de las velocidades de resonancia calculadas gracias a la frecuencia natural. Una vez más la evolución de los máximos en la respuesta dinámica es ascendente conforme los suelos se rigidizan, siendo ascendente también el valor de la velocidad de circulación a la que se asocian.

Tabla 5.9: Velocidades características(km/h) para $L=25m$ en el límite intermedio del Eurocódigo

$c_s(m/s)$	$(v/d)_{a_{max}}(s^{-1})$	$v_{a_{max}}$	v_{reso}	$v_{canc,1}$	$v_{canc,2}$	$v_{canc,3}$	$v_{canc,4}$
220	2.7586	178.7573	181.2683	117.0187	151.6611	213.3930	355.3865
365	2.8840	186.8832	192.9614	119.2073	153.2971	214.5088	356.4427

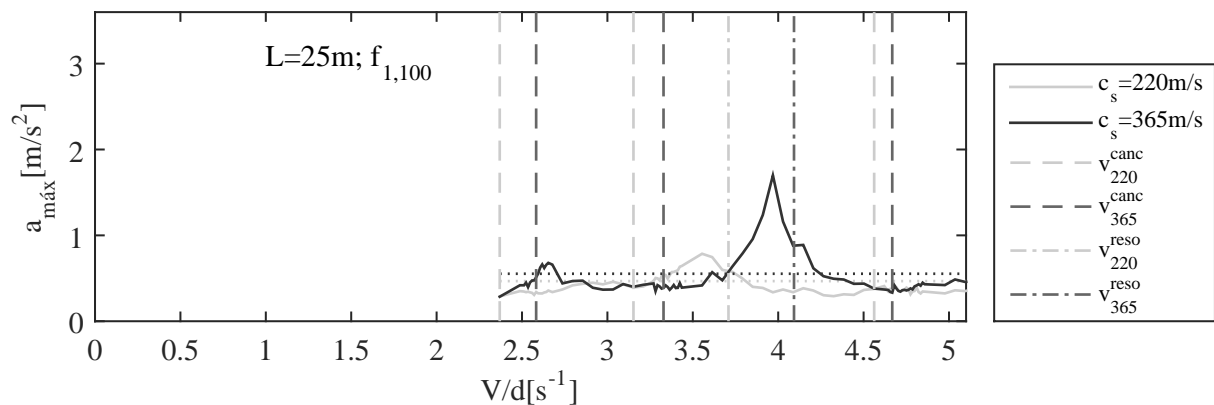


Figura 5.9: Aceleración máxima(m/s^2) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de $L=25m$ en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento

Por último, el caso del rango superior de frecuencias del eurocódigo para la máxima longitud empleada en el trabajo. Como en los dos casos anteriores para esta misma longitud, se distingue claramente cómo la resonancia aparece en las velocidades de resonancia calculadas con la frecuencia

fundamental. Con este caso ya se puede concluir que la tendencia de los valores máximos de la respuesta dinámica medida según la aceleración en el punto central del vano es descendente tanto en valor de dicha aceleración máxima como en el valor de la velocidad de circulación a la que se produce este pico en la gráfica que representa la respuesta.

Tabla 5.10: Velocidades características(km/h) para L=25m en el límite superior del Eurocódigo

$c_s(m/s)$	$(v/d)_{a_{max}}(s^{-1})$	$v_{a_{max}}$	v_{reso}	$v_{canc,1}$	$v_{canc,2}$	$v_{canc,3}$	$v_{canc,4}$
220	3.5543	230.3186	240.3335	153.5464	204.2835	295.6102	495.2205
365	3.9690	257.1912	265.1940	167.3669	215.6911	302.4685	502.8373

5.4 ANÁLISIS DE MÁXIMA RESPUESTA ANTE TREN DE CARGAS

Tras la obtención de todos los valores de la respuesta dinámica en los casos estudiados implementando el modelo de carga de tipo tren, se intenta extraer una serie de conclusiones o análisis que nos lleven a comprender mejor dos cosas: la evolución de la respuesta dinámica en casos reales; y la relación entre la velocidad de resonancia y la velocidad de cancelación.

5.4.1 Tendencia de la Máxima Respuesta ante Tren de Cargas

Tal y como se ha podido observar en el apartado anterior, la tendencia de los valores máximos de la respuesta para este estudio es tan simple como obvia. La amplitud de la máxima respuesta dinámica y la velocidad de circulación a la que se produce esa respuesta, disminuyen conforme aumenta la flexibilidad del suelo, es decir, cuando la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno disminuye.

La importancia de esta conclusión radica en su carácter general; es válida para cualquier longitud y rango de frecuencias estructurales.

5.4.2 Relación entre Fenómeno de Resonancia y Fenómeno de Cancelación

Para relacionar estos dos fenómenos que se producen en el comportamiento dinámico de las estructuras estudiadas, se va a estudiar de manera más exhaustiva el par de casos en los que la respuesta dinámica en resonancia no parecía destacar cómo debería hacerlo sobre las demás. Esto se debe a que la respuesta resonante se caracteriza, fundamentalmente, por una amplitud reseñable frente a las amplitudes en otras velocidades o frecuencias estudiadas.

Los casos a estudiar están ambos asociados a una longitud del vano del viaducto de $20m$ y a un suelo cuya velocidad de propagación de las ondas sísmicas se valora en $220m/s$. El primero de ellos se da en el rango intermedio propuesto por el Eurocódigo ?? y el segundo en el rango superior. para mayor facilidad a la hora de la comparativa; se van a analizar en orden inverso. La justificación de esta decisión reside en que el fenómeno es más pronunciado en el segundo caso.

5.4.2.1 Caso de Longitud de viaducto $L=20m$ y Rango de frecuencias $f_{1,100}$

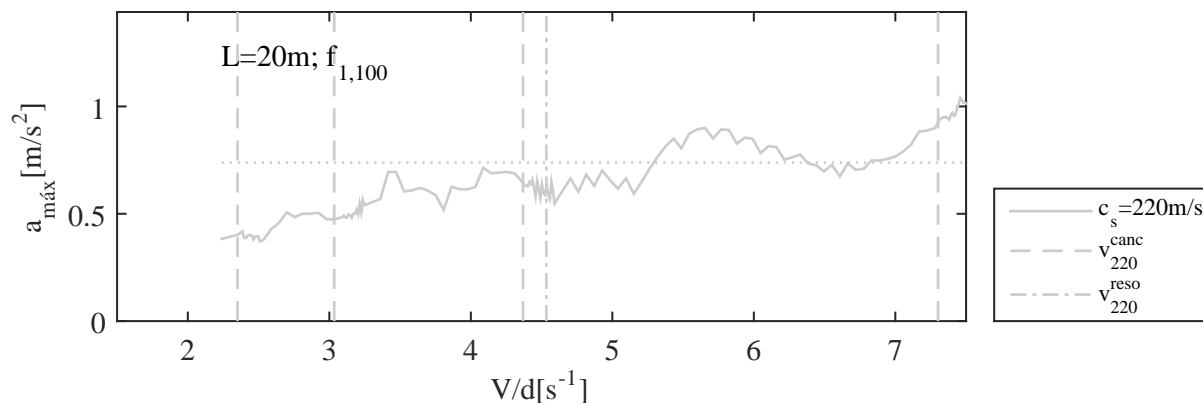


Figura 5.10: Aceleración máxima(m/s^2) frente a velocidad de circulación del tren(km/h) para una longitud de $L=20m$ y un suelo de velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno de $c_s=220m/s$ en el límite superior del Eurocódigo sin amortiguamiento

En este caso, se puede observar cómo la respuesta dinámica oscila aproximadamente por debajo de una aceleración de $1m/s^2$ y por encima del valor de $0.4m/s^2$; esto supone una variación muy leve a lo largo de todo el rango de velocidades. Siendo de esta manera, constante, incluso en la velocidad de resonancia.

Para darle una explicación al fenómeno que se da en la velocidad de resonancia calculada a partir de la frecuencia fundamental de la estructura, se debe prestar atención a la proximidad de las velocidades de resonancia y de cancelación, las cuales toman valores de v/d que equivalen a los $265km/h$ y $283km/h$, respectivamente. Este hecho refleja la cercanía entre las dos velocidades.

Se puede entonces concluir que la respuesta dinámica en la velocidad de resonancia puede ser inferior a la esperada si dicha velocidad se encuentra cerca de una velocidad de cancelación; anulando de esta manera el fenómeno de cancelación al fenómeno de la resonancia.

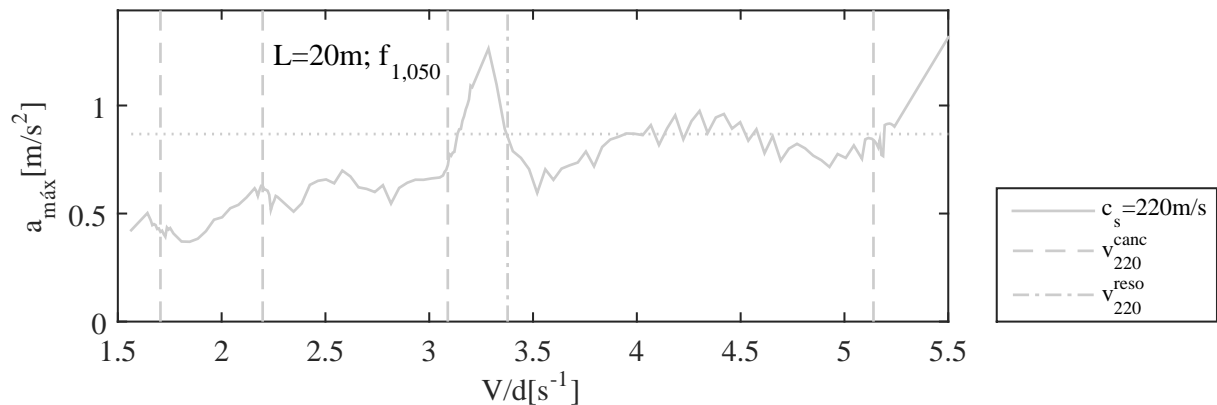
5.4.2.2 Caso de Longitud de viaducto $L=20m$ y Rango de frecuencias $f_{1,050}$ 

Figura 5.11: Aceleración máxima (m/s^2) frente a velocidad de circulación del tren (km/h) para una longitud de $L=20m$ y un suelo de velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno de $c_s=220m/s$ en el caso intermedio del Eurocódigo sin amortiguamiento

Para este segundo caso, el fenómeno se aprecia aunque en menor medida. Sin embargo se puede ver cómo la respuesta resonante sigue sin alcanzar una amplitud considerable, quedándose siempre por debajo de los $1.3m/s^2$.

Este caso sirve para confirmar que si la velocidad de resonancia se aproxima a una velocidad de cancelación lo suficiente, el efecto de la cancelación contrarresta el de la resonancia. En este segundo ejemplo se puede incluso observar como la amplitud aumenta bruscamente al aproximarse la velocidad de circulación a la velocidad de resonancia, pero la velocidad de cancelación está lo suficientemente cerca de dicho valor para evitar que la respuesta dinámica se dispare a amplitudes irrecuperables y, gracias a ello, consigue anular el efecto de la resonancia sobre la amplitud de la aceleración máxima en el punto medio del viaducto.

5.4.2.3 Conclusiones. Relación entre Resonancia y Cancelación

Con todo lo estudiado hasta ahora en lo asociado a la relación de los fenómenos de cancelación y resonancia en viaductos de luces entre medias y cortas se intenta llegar a un criterio fiable que pueda predecir o aproximar cuándo una velocidad de resonancia está lo suficientemente cerca de una velocidad de cancelación como para que vea anulado su efecto debido al efecto de la cancelación. Para encontrar esta relación se debe tener en cuenta la separación entre las velocidades de cancelación que acotan el intervalo de velocidades de circulación en el cual se encuentra la velocidad de la resonancia. El cociente de la distancia entre la velocidad de resonancia y la velocidad de cancelación más próxima, y la separación definida anteriormente podría ser un buen parámetro que evalúe la cercanía relativa entre las dos velocidades en cuestión. La siguiente tabla muestra cómo los valores de dicho porcentaje representativo en los dos casos estudiados anteriormente por la aparición de este fenómeno es menor

Tabla 5.11: Porcentajes representativos en la relación entre los fenómenos de resonancia y la cancelación

		$c_s(m/s)$	$(v/d)_{a_{max}}(s^{-1})$	$v_{a_{max}}(km/h)$	$v_{reso}(km/h)$	$\%_{rep}$
$L = 15m$	$f1,000$	220	2.5778	167.0414	170.9878	30.30 %
		365	2.6000	168.4800	176.1685	28.41 %
	$f1,050$	220	4.1983	272.0498	277.2047	35.88 %
		365	4.3097	279.2686	285.8684	30.04 %
	$f1,100$	220	5.4687	354.3718	364.3153	49.82 %
		365	5.9375	384.7500	400.7491	33.59 %
$L = 20m$	$f1,000$	220	1.9333	125.2778	128.2392	14.77 %
		365	1.9556	126.7229	132.1272	16.68 %
	$f1,050$	220	3.2853	212.8874	218.8620	9.56 %
		365	3.4026	220.4885	226.4760	14.83 %
	$f1,100$	220	4.0879	264.8959	293.7805	9.56 %
		365	4.7599	308.4415	313.3663	11.47 %
$L = 25m$	$f1,000$	220	1.6805	108.8964	121.1890	45.14 %
		365	1.7049	110.4775	115.8494	40.70 %
	$f1,050$	220	2.7586	178.7573	181.2683	43.89 %
		365	2.8840	186.8832	192.9614	45.13 %
	$f1,100$	220	3.5543	230.3186	240.3335	28.51 %
		365	3.9690	257.1912	265.1940	47.82 %

al valor 10 %. Este valor no es un límite fijo, pero sí que vale para este caso; y el procedimiento parece aplicable en cualquier caso dentro del tipo de puentes. Parte de la confianza en esta evaluación de la cercanía se basa en que se han analizado muchos casos en este análisis paramétrico y para todos ellos cumple el criterio mencionado con anterioridad.

CONCLUSIONES Y DESARROLLOS FUTUROS

A modo de cierre de este trabajo, resumirán las conclusiones principales obtenidas a lo largo del mismo. Con este repaso se dejan claras las tendencias con las que se rige de manera general el comportamiento dinámico de un viaducto ferroviario de luz media o corta sometido a la acción del paso de un tren de alta velocidad. Justo a continuación, y a modo de autocrítica y evaluación del trabajo realizado, se proponen desarrollos que podrían ser viables en un futuro y que este trabajo, por motivos de extensión o de medios disponibles, no ha alcanzado a desarrollar o en los cuales no ha llegado a profundizar lo suficiente.

6.1 CONCLUSIONES

En este epígrafe se recogen todas las tendencias del comportamiento dinámico de las infraestructuras ferroviarias estudiadas. Este era el fin último del trabajo, conseguir un estudio paramétrico y sus consiguientes conclusiones válidas para un rango extenso de puentes con distintas características. Se consigue, por lo tanto, caracterizar el efecto de la interacción del suelo con la estructura de manera sistemática y precisa.

De entre los resultados obtenidos se va a analizar, en primer lugar, cuándo actúa la interacción entre el terreno subyacente y un viaducto ferroviario. Tal y como se pudo discernir en el apartado encargado de la caracterización modal de los puentes, la interacción entre el suelo y la estructura y su efecto sobre el comportamiento dinámico tienen mayor relevancia cuanto menor sea el rango de frecuencias del eurocódigo en el que se incluye el viaducto. También se observa cómo ese efecto se incrementa si la velocidad de propagación de las ondas sísmicas disminuye.

Con respecto al efecto de la interacción del terreno con la estructura, se debería hablar también de la validez de los casos empleados en este trabajo. El hecho de considerar un rango de frecuencias estructurales intermedio ha permitido el mejor seguimiento de las evoluciones generales de las variables. El intervalo de longitudes abarcado incluye los valores suficientes para ver como la interacción entre el terreno y el puente va perdiendo su efecto conforme aumenta la longitud del puente. El suelo también se ha escogido correctamente ya que se incluyen unos suelos tan blandos que se puede llegar casi a dudar de su capacidad portante para asimilar las cargas transmitidas, hasta suelos que tienen un comportamiento dinámico casi como el de una viga biapoyada, es decir, el caso que no incluye la interacción. Por último, el hecho de no estudiar los casos con amortiguamientos del viaducto y del

terreno por separado ha sido adecuado ya que las respuestas no varían significativamente debido a los bajos niveles de amortiguamiento de este tipo de tren.

Ahora, se procede al análisis del modo en que afecta la interacción entre la estructura y el terreno al comportamiento dinámico de los viaductos. Como primera aproximación, se debe resaltar que la interacción analizada se podría comprender como la adición de un amortiguamiento mayor en el suelo. Esta burda aproximación nos serviría para, junto con la definición general de frecuencia natural de una estructura con amortiguamiento, afirmar que conforme mayor es la interacción, menor es la frecuencia. Este punto se puede corroborar en los apartados que se dedican a la caracterización dinámica de los viaductos mediante el cálculo de las frecuencias fundamentales.

Si se desea conocer en qué manera la interacción entre el puente y el terreno puede afectar a la obtención de velocidades de cancelación se debe acudir al capítulo asociado a la vibración libre. En él se podía comprobar como, a pesar de las posibles inestabilidades, en todos los casos se cumplía la condición de que a mayor flexibilidad (y por lo tanto mayor efecto de la interacción) se da un menor desplazamiento máximo en el centro del vano. También se producen mayores desplazamientos diferenciales en la cimentación del estribo. Conforme aumenta la longitud en este tipo de estudios se observa como las velocidades de cancelación se desplazan hacia la derecha en la representación; eso quiere decir que aumentan su valor.

Si el régimen del cual se quiere obtener información es el régimen relacionado con la vibración forzada; se puede decir prácticamente lo mismo que en el caso anterior ya que la respuesta aumenta si lo hace la rigidez. En ese caso de rigidez mayor también se aumentaría la velocidad de circulación de la carga para que se diera esa velocidad de cancelación. También se distingue como estas velocidades de circulación asociadas a las velocidades de cancelación van aumentando al hacerlo la longitud.

Una vez se conocen las tendencias y las evoluciones paramétricas de las variables principales del problema, se centra el análisis en determinar cuáles serían los viaductos más adecuados para la construcción de líneas de alta velocidad. Según los apartados dedicados al estudio de las velocidades de cancelación en función del tipo de suelo y al encargado de relacionar los fenómenos de resonancia y cancelación, se distingue un mejor comportamiento dinámico cuanto más cerca se encuentre la frecuencia natural del viaducto del límite superior propuesto en el Eurocódigo ??.

Como última reflexión a cerca de los resultados y las conclusiones obtenidos en este trabajo, es digno de mención el fenómeno de la cancelación de la respuesta del viaducto frente a una sollicitación de un tren. Esta relación entre la resonancia y la cancelación que permite que, si la velocidad de circulación a la que se le asocia el fenómeno de la resonancia está lo suficientemente cerca de una de las velocidades de cancelación de la respuesta en vibración libre, la elevada amplitud de la respuesta dinámica asociada a la resonancia no aparece. La utilidad de este caso particular reside en que, si una estructura cumple la condición de proximidad entre velocidades representativas, se podría estudiar

el carácter dinámico de la respuesta del viaducto obteniendo un menor número de restricciones de diseño debidas al comportamiento dinámico.

6.2 DESARROLLOS FUTUROS

Una vez se han resumido todas las conclusiones más significativas derivadas del trabajo expuesto anteriormente, se comprueba la utilidad de este estudio. Por ese mismo motivo se debe analizar el posible desarrollo o evolución que pudiera tener la investigación en este campo. Para continuar esta línea de investigación se pueden escoger dos caminos principalmente: uno es cambiar o modificar el modelo implementado en este estudio y el otro es continuar con el mismo modelo para realizar otra serie de cálculos o estudios.

En el caso de que se prefiriera optar por cambiar de modelo de cálculo se abre un gran abanico de posibilidades que abarca desde variar la distribución geométrica del modelo, hasta implementar nuevas simplificaciones para introducir las solicitaciones en el viaducto, pasando por buscar unos métodos de cálculo alternativos al método de los elementos finitos y al método de los elementos de contorno. Aún así, se destaca el ajuste del modelo implementado al análisis de tipo paramétrico; por lo que si se desea mejorar el modelo debe ser en el ámbito de los métodos numéricos empleados o para implementar simplificaciones que permitan reducir el coste computacional obteniendo resultados aceptables cualitativa o incluso cuantitativamente. Sin embargo, en caso de que el tipo de estudio no sea de tipo paramétrico, se debe destacar que hay un amplio margen de mejora en la modelización del problema y las solicitaciones teniendo en cuenta que se estudiaría un sólo caso (puente ferroviario concreto). El modelo podría incluir la modelización de la vía, así como los elementos propios de la suspensión del tren (modelización del bogie). Todo se debiera completar considerando de algún modo la interacción presente entre la vía y la estructura.

Entre el caso anterior, que considera un modelo distinto, y el caso que se explica posteriormente, que considera exactamente el mismo modelo, existe un punto intermedio. Esta alternativa contempla la posibilidad de, basándose en los principios que rigen este modelo (fundamentalmente el empleo de los métodos de elementos finitos y de contorno), generar modificaciones del modelo. Estas modificaciones podría tener en cuenta características que se han obviado en este estudio a modo de simplificación. Un primer ejemplo sería la implementación de estribos o tableros diferentes a los seleccionados. Otras opciones plausibles serían aquellas que consideren aspectos estructurales como viaductos de varios vanos con apoyos intermedios, puentes ferroviarios particulares de luces medias y cortas con un nivel de amortiguamiento estructural elevado o incluso la posible esviación de la estructura. Esta última opción parece la más práctica ya que los viaductos de este tipo no suelen ser de varios vanos ni tener un amortiguamiento especialmente alto, sin embargo la esviación si es un factor a tener en cuenta ya que las vías ferroviarias no permiten los giros bruscos, por lo que se dan todo tipo de valores de

esviaciones. Otra opción digna de estudio es la posibilidad de implementar un modelo con dos vías, en el que habría que tener en cuenta modos de resonancia por torsión que se pueden activar con el paso de un tren sobre una de las dos vías.

Si se considera que el ajuste con el problema real ha alcanzado un nivel adecuado de modelización, y se decide por lo tanto explotar dicho modelo; también se abren muchas puertas que permiten continuar con la investigación realizada en este trabajo. Cabría la posibilidad de estudiar diferentes tipos de trenes con un análisis paramétrico análogo o similar al expuesto anteriormente, teniendo en cuenta siempre la imposición que supone el coste computacional del cálculo con trenes de carga en lugar de cargas puntuales (por lo que se debería disponer de un gran número de medios informáticos o de un intervalo de tiempo adecuado). También, partiendo de este estudio paramétrico general se podría realizar otro del mismo tipo pero centrándose en un parámetro en concreto para unas condiciones fijas. Por ejemplo, el estudio paramétrico de la interacción del suelo y la estructura en un puente en concreto, en un caso real con su longitud y tipo de suelo dados. Esto dejaría como parámetros a estudiar la frecuencia natural de la estructura y el amortiguamiento estructural.

Lo expuesto en todo este epígrafe justifica la utilidad y la necesidad de este tipo de trabajos de investigación del comportamiento dinámico de estructuras, así como pone de manifiesto lo mucho que queda por estudiar en cuanto a lo referido exclusivamente a viaductos ferroviarios de luces medias y cortas.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Romero A. Predicción, medida experimental y evaluación de las vibraciones producidas por el tráfico ferroviario. *Universidad de Sevilla*, 2012.
- [2] Moliner E. Comportamiento dinámico de puentes de ferrocarril para tráfico de alta velocidad y reacondicionamiento mediante disipadores viscoelásticos pasivos. *Universitat de Politecnica de Valencia*, 2012.
- [3] Savin E. Dynamic amplification factor and response spectrum for the evaluation of vibrations of beams under successive moving loads. *J Sound Vib.*, 2001.
- [4] Suhubi E.S. Eringen A.C. Elastodynamics volume 2. linear theory. *Academic Press, Ney York, USA*, 1975.
- [5] Hagen C. Estorff O. Iterative coupling of fem and bem in 3d transient elastodynamics. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, (30(7)):611–622, 2006.
- [6] *Eurocode 1: actions on structures- part 2: traffic loads on bridges*. European Committee for Standardisation (CEN), 2008.
- [7] Romero A. Galvín P. A matlab toolbox for soil-structure interaction analysis with finite and boundary elements. *Soil Dyn Earthq Eng.*, (57):10–14, 2014.
- [8] Romero A. Galvín P. A 3d time domain numerical model based on half-space green function for soil-structure interaction analysis. *Comput Mech.*, (53):1073–1085, 2014.
- [9] Michaltsos G.T. The influence of centripetal and coriolis forces on the dynamic response of light bridges under successive moving loads. *J Sound Vib.*, 2001.
- [10] Takemiya H. Analyses of wave field from high-speed train on viaduct at shallow-deep soft grounds. *Journal of Sound and Vibration*, (310(3)):631–49, 2008.
- [11] Domínguez J. Boundary elements in dynamics. *Southampton: Computational Mechanics Publications and Elsevier Applied Science*, 1993.
- [12] Lin H.T. Ju S.H. Resonance characteristics of high-speed trains passing simply supported bridges. *Journal of Sound and Vibration*, (267(5)):1127–41, 2003.
- [13] Beskos D.E. Karabalis D.L. Dynamic response of 3-d flexible foundations by time domain bem and fem. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, (4(2)):91–101, 1985.

- [14] Frýba L. Dynamics of solids and structures under moving loads. *Thomas Telford*, 1999.
- [15] Frýba L. A rough assesment of railway bridges for high-speed trains. *Engineering Structures*, (23): 548–56, 2001.
- [16] Su M. Li J. The resonant vibration for a simply supported girder bridge under high-speed trains. *Journal of Sound and Vibration.*, (224(5)):897–915, 1999.
- [17] Lombaert G. Liu K., Roeck G.D. The effect of dynamic train-bridge interaction on the bridge response during a train passage. *Journal of Sound and Vibration*, (325(1-2)):240–51, 2009.
- [18] Domínguez J. Marrero M. Numerical behavior of time domain bem for three-dimensional transient elastodynamic problems. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, (27(1)):39–48, 2003.
- [19] Domínguez J. Marrero M. Numerical behavior of time domain bem for three-dimensional transient elastodynamic problems. *Engineering Analysis with Boundary Elements.*, (27(1)):39–48, 2006.
- [20] Museros P. Martínez-Rodrigo M.D. Optimal design of passive viscous dampers for controlling the resonant response of orthotropic plates under high-speed moving loads. *Journal of Sound and Vibration*, (330(7)):1328–51, 2011.
- [21] Museros P. Martínez-Rodrigo M.D., Lavado J. Transverse vibrations in existing railway bridges under resonant conditions: Single-track versus double-track configurations. *Engineering Structures*, (32(7)):1861–75, 2010.
- [22] Museros P. Martínez-Rodrigo M.D., Lavado J. Dynamic performance of existing high-speed railway bridges under resonant conditions retrofitted with fluid viscous dampers. *Engineering Structures*, (32(3)):808–28, 2010.
- [23] *Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril*. Ministerio de Obras Públicas y Transportes, 1975.
- [24] Alarcón E. Museros P. Influence of the second bending on the response of high-speed bridges at resonance. *Journal of Structural Engineering*, (131(3)):405–15, 2005.
- [25] Martínez-Rodrigo M.D. Museros P. Vibration control of simply supported beams under moving loads using fluid viscous dampers. *Journal of Sound and Vibration*, (300(1-2)):292–315, 2007.
- [26] Martínez-Rodrigo M.D. Museros P., Moliner E. Free vibrations of simply-supported beam bridges under moving loads: maximum resonance, caccellation and resonant vertical acceleration. *J Sound Vib.*, (332):326–345, 2013.
- [27] Newmark N.M. A method of computation for structural dynamics. *ASCE Journal of Engineering Mechanics Division*, (85(1)):67–94, 1959.

- [28] Rizos D.C. O'Brien J. A 3d bem-fem methodology for simulation of high-speed train induced vibrations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, (25(4)):289–301, 2005.
- [29] Zienkiewicz O.C. The finite element method. 3rd Edition McGraw-Hill, 1986.
- [30] Tan C.A. Tsao T.C. Yang B. Pesterev A.V., Bergman L.A. On asymptotics of the solution of the moving oscillator problem. *Journal of Sound and Vibration*, (260(3)):519–36, 2003.
- [31] Domínguez J Galvín P Romero A, Solís M. Soil-structure interaction in resonant rail-way bridges. *Soil Dyn Earthq Eng.*, (47):108–116, 2013.
- [32] Galvín P. Romero A. 3d non-linear time domain fem-bem approach for soil-structure interaction problems. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, (37):501–512, 2013.
- [33] Bian X.C. Takemiya H. Shinkansen high-speed train induced ground vibrations in view of viaduct-ground interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, (27(6)):506–20, 2007.
- [34] Pacoste C. Ülker-Kaustell M., Karoumi R. Simplified analysis of the soil-structure interaction of a portal frame railway bridge. *Eng. Struct.*, (32):3692–3698, 2010.
- [35] Young D.H. Weaver W., Timoshenko S.P. *Vibration problems in engineering*. 1990.
- [36] Guo W.W. Xia H., Zhang N. Analysis of resonance mechanism and conditions of train-bridge system. *Journal of Sound Vibration*, (297(3-5)):810–22, 2006.
- [37] Hsu L.C. Yang Y.B., Yau J.D. Vibration of simple beams due to trains moving at high speeds. *Eng. Struct.*, (19(11)):936–944, 1997.
- [38] Yau J.D. Chang D.W. Yang Y.B., Lin C.L. Mechanism of resonance and cancellation for train induced vibrations on bridges with elastic bearings. *J Sound Vib.*, (269):345–360, 2004.