



UCAM

UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE MURCIA

ESCUELA INTERNACIONAL DE DOCTORADO
Programa de Doctorado de
Tecnologías de la Computación e Ingeniería Ambiental

Aportaciones a la investigación del diseño de
elementos prefabricados para la atenuación de
vibraciones en infraestructuras ferroviarias.

Autor:

Antonio José Pérez Martínez

Directores:

Dr. D. Jesús Herminio Alcañiz Martínez

Dra. Dña. Julia Irene Real Herráiz

Murcia, septiembre de 2018

Aportaciones a la investigación del diseño de elementos prefabricados para la atenuación de vibraciones en infraestructuras ferroviarias.

RESUMEN

La vibración inducida por el tráfico ferroviario se trata de un fenómeno complejo que viene determinado por un número elevado de variables. Esta elevada variabilidad provoca que no exista todavía ninguna solución apta para todo tipo de escenarios, debiendo proveer sistemas concretos para cada caso de estudio. Es por ello que el cometido del doctorando ha sido diseñar una solución modular capaz de mitigar las vibraciones ferroviarias en un amplio rango de situaciones. En la búsqueda de esta solución, en trabajos previos de esta tesis se ha diseñado un modelo de elementos finitos para probar diferentes configuraciones del material sobre la infraestructura ferroviaria, además de realizar una serie de ensayos experimentales enfocados a conocer las prestaciones de este nuevo material. Ambos trabajos resultaban complementarios, de modo que se ha llevado a cabo un feedback constante para conseguir la mejor solución. El material definitivo consiste en hormigón reforzado con fibras y residuos procedentes de neumáticos fuera de uso.

Los trabajos relativos al banco de pruebas se han llevado a cabo en una vía de doble sentido próxima a la ciudad de Valencia. En esta localización se instaló la sensórica necesaria para tomar los registros, conformada fundamentalmente por 12 acelerómetros piezoeléctricos de alta resolución (IEPE). La solución modular definitiva consistió en cajones de hormigón huecos, de 1'2 m x 0'5 m de sección.

Los resultados fueron sumamente satisfactorios. En el dominio del tiempo se ha conseguido una reducción de las aceleraciones verticales entre los puntos de control inmediatos anterior y posterior a la barrera de casi un 1000%, respecto no haber colocado ninguna medida. En cuanto al dominio de la frecuencia, dentro del rango de interés de 0 a 100 Hz se ha conseguido una reducción de vibraciones verticales de un 1500 %, de nuevo respecto una situación donde no se hayan puesto barreras vibratorias.

Palabras clave: Vibraciones. Ferrocarril. Elementos finitos

Contributions to the investigation of the design of prefabricated elements for the attenuation of railway vibrations.

ABSTRACT

The vibration induced by rail traffic is a complex phenomenon that is determined by a large number of variables. This high variability means that there is still no suitable solution for all types of circumstances, and therefore specific systems for each case study must be provided. That is why the doctorate's purpose is to design a modular solution capable of reducing railway vibrations in a wide range of situations. In search of this solution, in previous works of this thesis a model of finite elements has been designed to test different configurations of the material on the railway infrastructure, besides carrying out a series of experimental tests focused on knowing the performance of this new material. Both works turned out to be complementary, as a result a constant feedback has been carried out to get the best solution. The final material consists of concrete reinforced with fibres and residues from unused tyres.

The works related to the test bench have been carried out in a two-way track near the city of Valencia. In this location, the necessary sensorics to take the records was installed, consisting mainly of 12 high resolution piezoelectric accelerometers (IEPE). The definitive modular solution consisted of hollow concrete caissons, 1'2 m x 0'5 m section.

The results were extremely satisfactory. In the time domain, a reduction of the vertical accelerations between the immediate control points in the front and rear of the barrier of almost 1000% has been achieved, with respect to not having placed any measurements. As for the frequency domain, within the range of interest from 0 to 100 Hz a reduction of vertical vibrations of 1500% has been achieved, again in respect of a situation where no vibratory barriers have been placed.

Keywords: Vibrations. Rail. Finite Elements.



UCAM

UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE MURCIA

AUTORIZACIÓN DE LO/S DIRECTOR/ES DE LA TESIS PARA SU PRESENTACIÓN

El Dr. D. Jesús Herminio Alcañiz Martínez y la Dra. Dña. Julia Irene Real Herráiz como Directores de la Tesis Doctoral titulada “Aportaciones a la investigación del diseño de elementos prefabricados para la atenuación de vibraciones en infraestructuras ferroviarias” realizada por D. Antonio José Pérez Martínez en el Departamento de Tecnologías de la Computación e Ingeniería Ambiental, **autoriza su presentación a trámite** dado que reúne las condiciones necesarias para su defensa.

Lo que firmo, para dar cumplimiento al Real Decreto 99/2011, 1393/2007, 56/2005 y 778/98, en Murcia a 25 de Septiembre de 2018

AGRADECIMIENTOS

Dedicado a mi familia, a mis padres Antonio y María Teresa que con su esfuerzo y sacrificio permitieron el desarrollo y finalización de mi carrera universitaria, y a mi mujer Mari Carmen y mis hijos Carmen María y Antonio José, que con su comprensión y paciencia, y asumiendo una menor dedicación por mi parte hacia ellos, me han apoyado para que pueda finalizar mi ciclo de doctorado y la presente Tesis Doctoral.

Agradecer a mis directores de tesis, los doctores Jesús Alcañiz y Julia Real, que me han ayudado y guiado en todo momento para poder obtener los mejores resultados, y lograr concluir así la presente Tesis Doctoral.

CITA

“Los grandes trabajos no son hechos por la fuerza,
sino por la perseverancia”.

Samuel Johnson (1709-1784).

ÍNDICE GENERAL:

AUTORIZACIÓN DE LOS DIRECTORES	
AGRADECIMIENTOS	
CITA	
RESUMEN / ABSTRACT	
ÍNDICE:	1
ÍNDICE DE FIGURAS	5
ÍNDICE TABLAS:	21
1. INTRODUCCIÓN	25
1.1. JUSTIFICACIÓN	25
1.2. OBJETIVOS DE LA PRESENTE TESIS DOCTORAL	27
2. ESTADO DEL ARTE	29
2.1. HORMIGÓN CON RESIDUO DE NEUMÁTICOS FUERA DE USO	29
2.1.1. Consideraciones iniciales	29
2.1.2. Estudio del comportamiento estructural y vibratorio	30
2.1.3. Tipos de hormigones reforzados con fibras	36
2.1.4. Aplicaciones de hormigones reforzados	41
2.1.5. Usos comerciales de hormigones con residuo de neumáticos fuera de uso.	48
2.2. SISTEMA DE MITIGACIÓN DE VIBRACIONES MEDIANTE BLOQUES ANTI-ONDAS	52
2.2.1. Mecanismo de mitigación de frentes de onda	52
2.2.2. Medidas de mitigación existentes	58
2.3. INVESTIGACIÓN DEL FENÓMENO DE LAS VIBRACIONES EN EL ÁMBITO FERROVIARIO	86
2.3.1. Mecanismo de generación de vibraciones	87
2.3.2. Mecanismo de transmisión y propagación	104
2.3.3. Parámetros influyentes en la propagación	114
3. RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN	127

3.1. ELECCIÓN SECCIÓN DE ESTUDIO Y CAMPAÑA DE MEDICIONES	127
3.1.1. Elección de los equipos a emplear	127
3.1.2. Desarrollo de la campaña de mediciones	129
3.1.3. Escenarios de carga establecidos	135
3.2. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS Y AMORTIGUADORAS DE LOS MATERIALES	137
3.2.1. El carril	137
3.2.2. La placa de asiento	137
3.2.3. La traviesa	138
3.2.4. El balasto	138
3.2.5. Terreno	139
3.2.6. Wave Impeding Block	139
3.3. MODELIZACIÓN DE LOS CONTORNOS DEL MODELO	140
3.3.1. Estudio de la modelización de los contornos del modelo	140
3.3.2. Definición de contornos absorbentes	141
3.4. DEFINICIÓN DE LAS DIMENSIONES DEL MODELO	144
3.4.1. Dimensiones del modelo y elementos	145
3.4.2. Dimensionamiento global	145
3.4.3. Elección del tipo de elemento	147
3.4.4. Dimensionamiento de los elementos	148
3.5. IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO POR MÉTODOS DE ELEMENTOS FINITOS	150
3.5.1. Método de los elementos finitos	150
3.5.2. Desarrollo del modelo de elementos finitos	154
3.5.3. Dimensionamiento del modelo y de los elementos	162
3.5.4. Aplicación de las cargas y condiciones de contorno	168
3.6. CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DE LOS MODELOS	173
3.6.1. Selección de registros y caracterización de la respuesta real de la sección	173
3.6.2. Metodología	175
3.7. OBTENCIÓN DE LA RESPUESTA VIBRATORIA	178

3.7.1.	Criterios de obtención de resultados _____	178
3.7.2.	Respuesta vibratoria del modelo _____	181
3.8.	ESTUDIO DE LOS CONDICIONANTES A CONSIDERAR __	185
3.8.1.	Obtención de la frecuencia de corte de diseño del bloque anti- onda _____	185
3.8.2.	Tipos de bloque _____	194
3.9.	CARACTERIZACIÓN DEL HORMIGÓN CON RESIDUO DE NEUMÁTICOS FUERA DE USO _____	202
3.9.1.	Fabricación de probetas _____	202
3.9.2.	Determinación y realización de los ensayos para su caracterización _____	202
3.9.3.	Análisis de los ensayos _____	209
3.10.	INCLUSIÓN DE LOS MODELOS CREADOS. OBTENCIÓN DE LA RESPUESTA VIBRATORIA Y DEL ENTORNO _____	213
3.10.1.	Adaptabilidad del modelo _____	213
3.10.2.	Escenarios planteados _____	217
3.10.3.	Toma de resultados _____	218
3.10.4.	Respuestas vibratorias _____	221
3.11.	ESTUDIO DE LOS NIVELES DE ATENUACIÓN _____	233
3.11.1.	Definición del coeficiente de inserción _____	233
3.11.2.	Resultados _____	235
3.11.3.	Afección en frecuencias _____	240
3.12.	DEFINICIÓN DE LAS VARIABLES EN EL DISEÑO _____	242
3.12.1.	Variables y factores _____	243
3.12.2.	Variables del problema _____	243
3.12.3.	Factores representativos _____	245
3.12.4.	Influencia de cada factor analizado en la respuesta de mitigación _____	248
3.12.5.	Estimación del peso de cada factor _____	263
3.13.	ESTUDIO DEL SISTEMA DE COLOCACIÓN DE LAS SECCIONES MODULARES _____	268
3.13.1.	Soluciones en zanja _____	268

3.13.2.	Solución de losa _____	273
3.14.	ELECCIÓN DE LA SOLUCIÓN ÓPTIMA _____	275
3.14.1.	Evaluación económica _____	275
3.14.2.	Análisis multicriterio (AHP) _____	279
4.	DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LOS BANCOS DE PRUEBAS ____	285
4.1.	DEFINICIÓN DE LOS CASOS DE CARGA _____	285
4.1.1.	Material rodante _____	285
4.1.2.	Vía _____	286
4.1.3.	Casos de carga _____	287
4.1.4.	Diseño de la red de sensores _____	288
4.2.	CONSTRUCCIÓN DE LOS BANCOS DE PRUEBA _____	294
4.2.1.	Localización del banco de pruebas _____	294
4.2.2.	Materiales, personal y medios necesarios _____	297
4.2.3.	Construcción de los módulos _____	300
4.2.4.	Montaje del tramo de pruebas _____	305
4.3.	CAMPAÑA DE MEDICIONES Y OBTENCIÓN DE RESULTADOS _____	307
4.3.1.	Aplicación de los casos de carga _____	307
4.3.2.	Recopilación de datos _____	309
4.3.3.	Obtención de la respuesta vibratoria _____	311
4.3.4.	Obtención de los niveles de reducción _____	317
4.3.5.	Interpretación de los resultados. _____	327
5.1.	CONCLUSIONES _____	331
5.2.	FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN _____	333

BIBLIOGRAFÍA

ANEXO I: Perfiles transversales de aceleraciones y velocidades.

ANEXO II: Modelos de comportamiento vibratorio.

ANEXO III: Estudio del comportamiento estructural de la vía.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1.1: Coeficiente de amortiguamiento para distintos porcentajes de NFU para un hormigón de 8 semanas. Fuente: (16).....	33
Figura 2.1.2: Coeficiente de amortiguamiento para distintos porcentajes de NFU para hormigones de 8 y 24 semanas. Fuente: (16).....	33
Figura 2.1.3. Evolución del coeficiente de amortiguamiento en función del porcentaje de sustitución de áridos. Fuente: (17).....	34
Figura 2.1.4. Coeficiente de amortiguación sonora para hormigón convencional y con distintos porcentajes de NFU. Fuente: (21).....	35
Figura 2.1.5. Curvas típicas carga-abertura de fisura, para matrices con y sin fibras. Fuente (25).....	37
Figura 2.1.6. Distintas Fibras de polipropileno existentes. Fuente: (34).....	40
Figura 2.1.7. Pavimento de puerto realizado con hormigón reforzado con fibras. Fuente: (37).....	42
Figura 2.1.8. Muestra tras la explosión. Fuente: (39).....	43
Figura 2.1.9. Pavimento de puerto realizado con hormigón reforzado con fibras. Fuente: (38).....	44
Figura 2.1.10. Ilustración de la apertura de las fisuras en la matriz cementante en las fibras bajo condiciones tensio-deformacionales. Fuente: (41).....	45
Figura 2.1.11. Efecto de la inclusión de fibras de vidrio en el coeficiente de amortiguamiento Fuente: (40)	45
Figura 2.1.12. Efecto de la longitud de las fibras de vidrio en el coeficiente de amortiguamiento.....	46
Figura 2.1.13. Pórtico usado en los ensayos. Fuente: (42).....	46
Figura 2.1.14. Desplazamientos medidos en el pórtico. Fuente: (42).....	47
Figura 2.1.15. Componentes y esfuerzo a compresión de las distintas muestras. Fuente: (45).....	47
Figura 2.1.16. Porcentaje de incremento del coeficiente de amortiguamiento. Fuente: (47).....	48

Figura 2.1.17. Sección transversal de la pantalla acústica de Ruconbar. Fuente: (47).....	49
Figura 2.1.18. Gráfica de absorción sonora de Ruconbar. Fuente: (47).....	49
Figura 2.1.19. Barrera New Jersey sometida a ensayo. Fuente: (48)	50
Figura 2.1.20. Vía en placa Ecotraccv. Fuente: (49)	51
Figura 2.2.1. Ejemplos de ondas de distintas longitudes de onda. Fuente: Elaboración propia.....	53
Figura 2.2.2. Respuesta sistema de 1 gdl frente a una excitación armónica. Fuente: (52).....	56
Figura 2.2.3. Sujeción Vanguard. Fuente: (57).....	61
Figura 2.2.4. Sujeción DFF/ADH. Fuente: (58)	61
Figura 2.2.5. Rigidez vertical de la placa de asiento en diferentes países europeos. Fuente: (61).....	62
Figura 2.2.6. Suela elástica bajo traviesa. Fuente: (62)	64
Figura 2.2.7. Velocidad de vibración en vías con y sin suelas elásticas. Fuente: (71)	64
Figura 2.2.8. Suela bajo traviesa. Fuente: (73)	65
Figura 2.2.9. Suela bajo traviesa CMD-USP. Fuente: (75).....	65
Figura 2.2.10. Pérdida de inserción en suela bajo traviesa SLS-USP. Fuente: (77).....	66
Figura 2.2.11. Modelos y cargas soportadas de la suela bajo traviesa SLS-USP. Fuente: (80).....	66
Figura 2.2.12. Dimensiones LVA HA. Fuente: (78)	67
Figura 2.2.13. Pérdida de inserción para distintas variantes de la LVT en relación con un apoyo rígido. Fuente: (79)	68
Figura 2.2.14. Atenuación vibratoria para el sistema LVT HA (Seco/húmedo) comparado con el sistema SDOF(30 Hz) Fuente: (78).....	69
Figura 2.2.15. Componentes HAS. Fuente: (83)	69
Figura 2.2.16. Pérdida de inserción a distintas frecuencias para traviesas HAS. Fuente: (80).....	70
Figura 2.2.17. Manta elástica bajo capa de balasto. Fuente: (85)	71
Figura 2.2.18. Reducción de la transmisión de las vibraciones mecánicas mediante la instalación del material elástico Sylomer SR 55. Fuente: (89).....	72
Figura 2.2.19. Sección transversal del sistema GETRAC A3. Fuente (94)	74

Figura 2.2.20. Sistema ATD de RAILONE .Fuente: (94)	74
Figura 2.2.21. Ejemplo de un aislamiento activo mediante zanjas vacías para una fuerza armónica puntual. Fuente: (102)	76
Figura 2.2.22. Ejemplo de un aislamiento pasivo mediante zanjas vacías situadas lejos de la fuente de excitación. Fuente: (103).....	76
Figura 2.2.23. Zanjas mitigadoras construibles. Fuente: (104)	77
Figura 2.2.24. Zanjas mitigadoras construibles. Fuente: (104).....	77
Figura 2.2.25. Zanjas mitigadoras construibles. Fuente: (104).....	78
Figura 2.2.26. Rigidización de suelos. Fuente: (104).....	78
Figura 2.2.27. Esquema para mostrar el efecto teórico de la mejora de suelos mediante columnas de grava. Fuente: (106).....	79
Figura 2.2.28. Mejora de las propiedades del terreno sobre el que se emplaza la vía mediante columnas de grava. Fuente: (107)	79
Figura 2.2.29. Sección de un suelo tratado con Jet Grouting. Fuente: (107)...	80
Figura 2.2.30. Efecto producido por la vibrocompactación en el estado de compacidad del suelo.	81
Figura 2.2.31. Proceso de vibrocompactado de un suelo no cohesivo. Fuente: (107).....	82
Figura 2.2.32. Efecto en la propagación de los bloques anti-onda (WIBs). Fuente: (109).....	83
Figura 2.2.33. Material de amortiguamiento en el alma del carril. Fuente: (111)	84
Figura 2.2.34. Engrasador de carril. Fuente: (115)	84
Figura 2.3.1. Mecanismo de generación-transmisión-propagación de las ondas. Fuente: Elaboración propia	86
Figura 2.3.2. Contacto rueda-carril. Fuente: (112)	88
Figura 2.3.3. <i>Tiempos transcurridos entre el paso de cada una de las ruedas del vehículo por un determinado punto. Fuente: Elaboración propia.....</i>	89
Figura 2.3.4. Deflexiones originadas en carril en un instante determinado debidas a la carga “cuasi-estática”. Fuente: (113).....	90
Figura 2.3.5. <i>Espectro en términos de desplazamiento para un tren pasando a 100 km/h cuyas características ya han sido explicadas. Fuente: (113).</i>	91
Figura 2.3.6. Cambio de rigidez suelo-estructura. Fuente: (114).....	92

Figura 2.3.7. Cálculo de la sobrecarga dinámica en función de la relación carga-rigidez para diferentes estados de vía. Fuente: (115)	92
Figura 2.3.8. Cálculo de la sobrecarga dinámica en función de la relación carga-rigidez para una vía en excelente estado ($b=0.5$). Fuente: (115).....	93
Figura 2.3.9. Defectos descritos debido a anomalías en servicio: (a) Patinajes; (b) Deslizamientos; (c) Planos de bloqueos tipo A; (d) Planos de bloqueos tipo B. Fuente: (116).....	95
Figura 2.3.10. Defectos discretos en carril debidos a alteraciones volumétricas del material.....	96
Figura 2.3.11. Defectos debido al desgaste de la superficie del carril: (a) Hundimiento de junta de vía; (b) Patinaje aislado. Fuente: (116).	98
Figura 2.3.12. Defectos debido a la fatiga de contacto de rodadura: (a) Exfoliaciones; (b) Squats. Fuente: (116)	98
Figura 2.3.13. Desgaste ondulatorio de una rueda sobre el área de rodadura de un carril.	101
Figura 2.3.14. Características geométricas del desgaste ondulatorio. Fuente: (117).....	102
Figura 2.3.15. Espectro de frecuencia y de velocidad debidas a la carga cuasi-estática, a la onda de avance y a las irregularidades rueda-carril. Fuente: (119).	103
Figura 2.3.16. Rangos de frecuencias de excitación. Fuente: (120).....	104
Figura 2.3.17. Influencia del tipo de superestructura sobre la vibración del balasto. Fuente: (112).	107
Figura 2.3.18. Medida de los asientos respecto al número de ciclos para distintas frecuencias de vibración. Fuente: (123).	112
Figura 2.3.19. Diferencias entre las ondas primarias, ondas secundarias y ondas de Rayleigh. Fuente: (125).	116
Figura 2.3.20. Desplazamiento en un instante determinado de las partículas dispuestas a lo largo de una línea vertical sometidas a la propagación de las Ondas de Rayleigh para un terreno con coeficiente de Poisson 0.3 . —, desplazamiento lateral; — — —, desplazamiento vertical. Fuente: (113).	117
Figura 2.3.21. Desplazamiento instantáneo de las partículas debido a la propagación de las Ondas de Rayleigh. Fuente: (113).	118
Figura 2.3.22. Desplazamientos provocados en una línea vertical por los dos primeros modos de vibración del terreno para una frecuencia de excitación de 40	

Hz. a) 1 ^{er} modo; b) 2 ^o modo; —, desplazamientos laterales; - - -, desplazamientos verticales. Fuente: (113).....	119
Figura 2.3.23. Desplazamiento instantáneo de las partículas de un terreno estratificado para el movimiento correspondiente a la propagación de las ondas del primer modo de vibración; círculos grises, partículas del primer estrato; cuadrados verdes, partículas del estrato inferior. Fuente: (113).....	120
Figura 2.3.24. Amplitud de respuesta vertical representada en función del número de onda y de la frecuencia de excitación; color claro, máximos. Fuente: (113).....	124
Figura 2.3.25. Diagrama de dispersión para las ondas de propagación P-SV. —, modos propios de vibración del terreno; - - -, velocidad de propagación de las Ondas de Rayleigh del estrato superior; - · - ·, velocidad de propagación de las Ondas-S del estrato superior; - · - ·, velocidad de propagación de las Ondas-S del estrato inferior. Fuente: (113).....	124
Figura 2.3.26. Amplitud de respuesta vertical representada en función del número de onda y de la frecuencia, calculado para el terreno estratificado tomado como ejemplo después de la implantación de una vía de ferrocarril. Fuente: (113).....	126
Figura 3.1.1 Rangos de frecuencias de excitación. Fuente: (17).....	128
Figura 3.1.2 Acelerómetro uniaxial KS77C10 (izquierda) y montaje mediante cubo triaxial (derecha). Fuente: Metra Mess-und Frequenztechnik	129
Figura 3.1.3 Croquis de la sección instrumentada. Dibujo no a escala. Fuente: Elaboración propia.....	130
Figura 3.1.4 Ubicación de los puntos de medición. Fuente: Elaboración propia.....	131
Figura 3.1.5 Ubicación de 4 puntos de medición: Centro traviesa, alma carril, extremo traviesa y balasto. Fuente: Elaboración propia.....	132
Figura 3.1.6 Ubicación de 2 puntos de medición: Balasto y Terreno 1. Fuente: Elaboración propia.....	132
Figura 3.1.7 Ubicación de 2 puntos de medición: Terreno 1 y Terreno 2. Fuente: Elaboración propia.....	133
Figura 3.1.8 Pletina metálica adherida a la superficie de la traviesa. Fuente: Elaboración propia.....	133

Figura 3.1.9 Pica metálica clavada en balasto (izquierda) y terreno natural (derecha).....	134
Figura 3.1.10 Ubicación del SAD durante las mediciones. Fuente: Elaboración propia.....	134
Figura 3.1.11 Locomotora ALCO registrada durante la campaña de mediciones.....	135
Figura 3.1.12 Dimensiones de la locomotora ALCO S321. Cotas en mm. Fuente: (18).....	135
Figura 3.1.13 Punto de partida de la locomotora durante la campaña. Fuente: (18).....	136
Figura 3.2.1 Placa de asiento de caucho. Fuente: ADIF.....	137
Figura 3.2.2 Traviesa de madera. Fuente: maderea.es.....	138
Figura 3.2.3 Típica construcción de vía sobre balasto. Fuente: (5).....	138
Figura 3.2.4 Mapa geológico de la zona de estudio a escala 1:200000. Fuente: IGME.....	139
Figura 3.2.5 Modelo del WIB. Fuente: [10].....	140
Figura 3.3.1 Esquema de la disposición de los elementos en las condiciones de contorno. Fuente: (13).....	143
Figura 3.3.2 Condiciones de contorno en límite del modelo. Fuente: ANSYS.....	143
Figura 3.4.1 Modelo con longitudes adoptadas. Modelización con ANSYS. Fuente: Elaboración propia.....	147
Figura 3.4.2 Geometría del SOLID185. Elemento tipo del modelo. Fuente: manual de ANSYS.....	148
Figura 3.4.3 Criterio de diseño de las dimensiones de los elementos. Fuente: elaboración propia.....	148
Figura 3.4.4 Dimensiones en dirección transversal a la vía de los elementos del terreno. Modelización con ANSYS. Fuente: Elaboración propia.....	149
Figura 3.4.5 Dimensiones en dirección transversal a la vía de los elementos del terreno. Modelización con ANSYS. Fuente: Elaboración propia.....	150
Figura 3.5.1. Sección tipo vía ferroviaria. Fuente: (189).....	154
Figura 3.5.2 Modelización del carril UIC-54. Fuente: Elaboración propia...	157
Figura 3.5.3 Modelización en ANSYS del carril UIC-54. Modelización con ANSYS.....	157

Figura 3.5.4 Modelización de la placa de asiento EDILON. Fuente: Elaboración propia.....	158
Figura 3.5.5. Modelización en ANSYS de la Placa de Asiento EDILON.....	158
Figura 3.5.6. Modelización en ANSYS de las traviesas de hormigón. Modelización con ANSYS.....	159
Figura 3.5.7. Modelización en ANSYS del balasto. Modelización con ANSYS.....	160
Figura 3.5.8. Modelización en ANSYS del subbalasto. Modelización con ANSYS.....	160
Figura 3.5.9. Modelización del terreno2. Modelización con ANSYS. Fuente: Elaboración propia.....	161
Figura 3.5.10. Modelización en ANSYS del terreno1. Modelización con ANSYS.....	161
Figura 3.5.11. Sección de la vía y el terreno inferior en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.....	162
Figura 3.5.12. Representación de la expresión que da la amortiguación total modal. Fuente: (113).....	166
Figura 3.5.13. Carga transmitida por cada rueda del vehículo.Fuente: Elaboración propia.....	169
Figura 3.5.14. Esquema del paso de carga. Fuente: Elaboración propia.	170
Figura 3.6.1. Registro en términos de aceleración medido en la sección objeto de estudio en el balasto. Fuente: Elaboración propia.....	174
Figura 3.6.2. Esquema de calibración con dos parámetros cuyos efectos son desacoplados. Fuente: Elaboración propia.....	175
Figura 3.6.3. Esquema de calibración con dos parámetros cuyos efectos son acoplados.....	176
Figura 3.6.4. Superposición de los resultados del modelo numérico con los registros reales en el carril. Fuente: Elaboración propia.....	177
Figura 3.6.5. Superposición de los resultados del modelo numérico con los registros reales en el terreno a 5 metros del carril. Fuente: Elaboración propia.	177
Figura 3.7.1. Sección de toma de registros. Fuente: Elaboración propia.	179
Figura 3.7.2. Localización de los puntos de medición de datos. Fuente: Elaboración propia.....	180

Figura 3.7.3. Perfil de aceleraciones para cada velocidad de paso del vehículo tractor.....	181
Figura 3.7.4. Acelerograma para el caso C0. Puntos Pa1, Pa5 y Pa6 (arriba) y detalle para los puntos del terreno (abajo). Fuente: Elaboración propia.....	182
Figura 3.7.5. Perfil de velocidades para cada velocidad de paso del vehículo tractor. Fuente: Elaboración propia.	183
Figura 3.7.6. Resultados de velocidades para el caso C0. Puntos Pa1, Pa5 y Pa6 (arriba) y detalle para los puntos del terreno (abajo). Fuente: Elaboración propia.	184
Figura 3.8.1. Propagación de ondas en el estrato blando. Fuente: (31).....	186
Figura 3.8.2. Ejemplo de combinación de ambos mecanismos de atenuación con estrato duro inferior y solución de bloques laterales en zanja. Fuente: Elaboración propia.	187
Figura 3.8.3. Límites de la frecuencia natural en Hz en función de la longitud determinante del elemento estructural. Fuente: (159).....	191
Figura 3.8.4. Resultados de frecuencias obtenidos a 3 m (izda.), 8.6 m (centro) y 11.8 m (dcha.) al paso de un AVE-Alstom a 250 km/h. Fuente: (151).....	193
Figura 3.8.5. Módulo macizo situado en lateral de la vía ferroviaria. Fuente: Elaboración propia.	196
Figura 3.8.6. Módulo hueco situado en lateral de la vía ferroviaria. Fuente: Elaboración propia.	197
Figura 3.8.7. Sección módulo hueco. Fuente: Elaboración propia.....	198
Figura 3.8.8. Sección módulo hueco. Fuente: Elaboración propia.....	198
Figura 3.8.9. Esquema de la armadura de la sección de la pared lateral del módulo hueco. Fuente: Elaboración propia.	199
Figura 3.8.10. Módulo tipo losa bajo capa de subbalasto de vía única. Fuente: Elaboración propia.....	200
Figura 3.8.11. Módulo tipo losa bajo capa de subbalasto de vía doble. Fuente: Elaboración propia.	201
Figura 3.8.12. Esquema de la armadura del módulo tipo losa. Fuente: Elaboración propia.	201
Figura 3.9.1. Relleno de los moldes. Fuente: Elaboración propia.....	202
Figura 3.9.2. Resultado ensayo asentamiento. Fuente: Elaboración propia.	204
Figura 3.9.3. Resultado ensayo capilaridad. Fuente: Elaboración propia	204

Figura 3.9.4. Resultado ensayo de densidad. Fuente: Elaboración propia. .	205
Figura 3.9.5. Resultado ensayo de resistencia a compresión. Fuente: Elaboración propia.....	206
Figura 3.9.6 Resultado ensayo de tracción indirecta. Fuente: Elaboración propia.....	206
Figura 3.9.7 Resultado ensayo de módulo secante de elasticidad. Fuente: Elaboración propia.....	207
Figura 3.9.8 Resultado ensayo de índice de rebote. Fuente: Elaboración propia.....	207
Figura 3.9.9 Resultado ensayo de penetración de agua. Fuente: Elaboración propia.....	208
Figura 3.9.10 Resultado ensayo de penetración de aire ocluido. Fuente: Elaboración propia.....	208
Figura 3.9.11 Resultado ensayo de velocidad de ultrasonidos. Fuente: Elaboración propia.....	209
Figura 3.10.1 Vista 3D del modelo –reducido- sin medidas de mitigación. Fuente: elaboración propia.	214
Figura 3.10.2 vista en 3D y detalle de la solución mediante bloques en zanja huecos.	215
Figura 3.10.3 vista en 3D y detalle de la solución mediante bloques en zanja macizos en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.	216
Figura 3.10.4. Vista en 3D de la solución mediante losa bajo balasto en ANSYS.	216
Figura 3.10.5 Diagrama de escenarios planteados en el modelo. Fuente: elaboración propia.	218
Figura 3.10.6 Sección de control. ANSYS. Fuente: Elaboración propia.....	220
Figura 3.10.7 Ubicación de los puntos de control. ANSYS. Fuente: Elaboración propia.....	221
Figura 3.10.8 Acelerograma para el caso C0. Puntos Pa1,Pa5 y Pa6 (arriba) y detalle para los puntos del terreno (abajo). Fuente: Elaboración propia.....	223
Figura 3.10.9 Acelerograma para el caso C1. Puntos Pa1,Pa5 y Pa6 (arriba) y detalle para los puntos del terreno (abajo). Fuente: Elaboración propia.....	224
Figura 3.10.10 Acelerograma para el caso C2. Puntos Pa1,Pa5 y Pa6 (arriba) y detalle para los puntos del terreno (abajo). Fuente: Elaboración propia.....	225

Figura 3.10.11 Acelerograma para el caso C3. Puntos Pa1,Pa5 y Pa6 (arriba) y detalle para los puntos del terreno (abajo). Fuente: Elaboración propia.....	226
Figura 3.10.12 Resultados de velocidades para el caso C0. Puntos Pa1,Pa5 y Pa6 (arriba) y detalle para los puntos del terreno (abajo). Fuente: Elaboración propia.....	228
Figura 3.10.13 Registro de velocidades para el caso C1. Puntos Pa1,Pa5 y Pa6 (arriba) y detalle para los puntos del terreno (abajo). Fuente: Elaboración propia.....	229
Figura 3.10.14 Registro de velocidades para el caso C2. Puntos Pa1,Pa5 y Pa6 (arriba) y detalle para los puntos del terreno (abajo). Fuente: Elaboración propia.....	230
Figura 3.10.15 Registro de velocidades para el caso C2. Puntos Pa1,Pa5 y Pa6 (arriba) y detalle para los puntos del terreno (abajo). Fuente: Elaboración propia.....	231
Figura 3.11.1. Esquema del proceso de análisis de atenuación para cada medida. Fuente: Elaboración propia.	235
Figura 3.11.2. Comparación del espectro de aceleraciones entre distintas soluciones. Resultados del punto de control más alejado – Pa6 -. Fuente: Elaboración propia.....	241
Figura 3.11.3 Comparación del espectro de velocidades entre distintas soluciones. Resultados del punto de control más alejado – Pa6 -. Fuente: Elaboración propia.....	242
Figura 3.12.1 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y la profundidad. Aceleración en C1. Fuente: Elaboración propia.	250
Figura 3.12.2 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y la profundidad. Velocidad en C1. Fuente: Elaboración propia.	251
Figura 3.12.3 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y la distancia de aplicación.	253
Figura 3.12.4 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y la distancia de aplicación.	253
Figura 3.12.5 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y la profundidad.....	255
Figura 3.12.6 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y la profundidad. Velocidad en C2. Fuente: Elaboración propia.	256

Figura 3.12.7 Rangos de profundidad para cada solución óptima atendiendo a la profundidad.....	257
Figura 3.12.8 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y la profundidad. Aceleración en C2. Fuente: Elaboración propia.	258
Figura 3.12.9 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y la profundidad. Velocidad en C2. Fuente: Elaboración propia.	259
Figura 3.12.10 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y la profundidad. Aceleración en C3. Fuente: Elaboración propia.	260
Figura 3.12.11 : Relación gráfica entre coef. inserción incremental y la profundidad. Velocidad en C2. Fuente: Elaboración propia.	261
Figura 3.12.12 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y el espesor de la losa.	262
Figura 3.12.13 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y el espesor de la losa. Velocidad en C3. Fuente: Elaboración propia.	263
Figura 3.12.14 Comparación entre tendencias de los distintos factores para cada solución. Aceleraciones. Fuente: Elaboración propia.	265
Figura 3.12.15 Comparación entre tendencias de los distintos factores para cada solución. Velocidades. Fuente: Elaboración propia.	266
Figura 3.13.1 Distancia mínima de acopios. Fuente: NTP-278	268
Figura 3.13.2 Retroexcavadora bivial. Fuente: http://www.directindustry.es	269
Figura 3.13.3 ejemplo de pinza de elevación y proceso de descarga con camión grúa.	270
Figura 3.13.4 Ejemplo de espera con perno embebido para gancho de cabeza giratoria.	270
Figura 3.13.5 vertido de lechada de cemento en juntas de forma manual. Fuente: es.123rf.com.....	271
Figura 3.13.6 Preparación de junta aislante de PVC entre elementos prefabricados de hormigón.....	272
Figura 3.13.7 Perspectiva de bloque machihembrado para solución tipo C2. Fuente: Elaboración propia.	272
Figura 3.13.8 Disposición de encofrado de EPS en juntas como encofrado interior.	273

Figura 3.13.9 Camión grúa medio LIEBHERR LTF 1045.4. Fuente: LIEBHERR	274
Figura 3.13.10 Distintas opciones de esperas para la elevación y colocación de los módulos.	274
Figura 3.13.11 Esquema del proceso de elevación. Distancias y ángulos mínimos de anclajes.	275
Figura 3.14.1 Dimensiones del bloque en zanja tipo empleado para la evaluación económica.	277
Figura 3.14.2 Dimensiones de losa tipo empleada para la evaluación económica.	277
Figura 3.14.3. Comparación económica entre soluciones. Fuente: Elaboración propia	279
Figura 3.14.4. Diagrama conceptual del modelo AHP. Fuente: www.ubaguayana-io.blogspot.com.es	280
Figura 3.14.5 Diagrama de AHP. Pesos de criterios y alternativas. Fuente: Elaboración propia.	283
Figura 4.1.1 Unidades de la Serie 4300 de Vossloh empleadas por Metrovalencia. Fuente: (197)	285
Figura 4.1.2 Unidad de la Serie 4300 de Vossloh. Fuente: FGV	286
Figura 4.1.3 Presencia de cambio en la zona de estudio. Fuente: Elaboración propia.	287
Figura 4.1.4 Discontinuidades en el carril que pueden afectar a la zona de estudio.	287
Figura 4.1.5 Sensores montados en base triaxial (izq) y aislado (dcha).	288
Figura 4.1.6 Esquema de distribución de sensores en las secciones de control planteadas.	289
Figura 4.1.7 Esquema en planta de la distribución de elementos para las campañas de registro.	290
Figura 4.1.8 Acelerómetro vertical uniaxial en alma de carril. Fuente: Elaboración propia.	291
Figura 4.1.9 Sensor triaxial en terreno (izq.) y estaca de acero soporte (dcha).	291
Figura 4.1.10 ADQ SIRIUS . Fuente: DEWESOFT	292

Figura 4.1.11. Vehículo detenido en las proximidades del área de registro en dirección Torrent (izq.) y curva entre el área de medida y la estación (dcha.). Fuente: Elaboración propia.....	294
Figura 4.2.1 Localización del tramo de pruebas. Fuente: Elaboración propia a partir de Google.....	295
Figura 4.2.2 Ubicación de los bloques anti-onda. Fuente: Elaboración propia a partir de Google.....	296
Figura 4.2.3 Excavación de zanja para disposición de bloques anti-onda; acopio de bloques sobre las vías del antiguo acceso a talleres. Fuente: Elaboración propia.....	297
Figura 4.2.4 Empleo de una miniexcavadora para la ejecución de la zanja y manipulación de los bloques. Fuente: Elaboración propia.	298
Figura 4.2.5 Manipulación e instalación con miniexcavadora. Fuente: Elaboración propia.....	298
Figura 4.2.6 Excavación y cierre simultaneo de la zanja. Fuente: Elaboración propia.....	299
Figura 4.2.7 Finalización de la disposición de bloques, Cierre de zanja. Fuente: Elaboración propia.....	300
Figura 4.2.8 Sección tipo del módulo hueco en zanja a implantar en el banco de pruebas.	302
Figura 4.2.9 Propuesta de armado para la solución de módulos en zanja hueca.	305
Figura 4.2.10 Acopio de bloques en obra. Fuente: Elaboración propia.	305
Figura 4.2.11 Ejecución de la barrera de bloques anti-onda. Fuente: Elaboración propia.....	306
Figura 4.2.12 Colocación del último bloque del tramo de pruebas. Necesidad de un guiado preciso y cuidadoso. Fuente: Elaboración propia.	306
Figura 4.2.13 Disposición de tubos de plástico corrugado como envolvente de los cables de los sensores para protección de cortes, impactos y humedad. Fuente: Elaboración propia.....	307
Figura 4.3.1. Registros y conteo manual en las campañas de diciembre y enero. Caso 1 (izq.) y Caso 2 (dcha.). Fuente: Elaboración propia.	308
Figura 4.3.2. Estadillos de conteo manual de las campañas de diciembre y enero.....	309

Figura 4.3.3. Ejemplo del registro '0001' correspondiente al vehículo 4308 en dirección Torrente (Caso 1). Visualización de varios canales en la interfaz de DEWESoft X2. Fuente: Elaboración propia.	310
Figura 4.3.4. Menú de exportación de registros a diferentes entornos informáticos en DEWESoft X2. Fuente: Elaboración propia.	310
Figura 4.3.5. Obtención del máximo absoluto para cada tren y sensor, y promedio de los máximos para cada sensor, en 'g'. Ejemplo del caso CRUZAN para las mediciones de enero. Fuente: Elaboración propia.	312
Figura 4.3.6. Obtención del máximo absoluto para cada tren y sensor, y promedio de los máximos para cada sensor, en 'dB'. Ejemplo del caso CRUZAN para las mediciones de enero. Fuente: Elaboración propia.	312
Figura 4.3.7. Perfil transversal de aceleraciones verticales vs. distancia al foco emisor. Ejemplo para el caso TOR en la campaña PRE-INSTALACIÓN. Fuente: Elaboración propia.	313
Figura 4.3.8 Espectros de amplitud de aceleración en el dominio de la frecuencia para el registro '0013' de diciembre de 2017. Obtenidos para el punto S1A en las tres orientaciones de los sensores.	314
Figura 4.3.9 Espectros de amplitud de aceleración en el dominio de la frecuencia para el registro '0013' de diciembre de 2017. Obtenidos para el punto VIA. Espectro original (sup.) e integrado en bandas de 5 Hz (inf.). Fuente: Elaboración propia.	316
Figura 4.3.10 Espectros de amplitud de aceleración en el dominio de la frecuencia promediados para los vehículos dirección Valencia PRE-INSTALACIÓN SOLUCIÓN. Obtenidos para el punto VIA. Espectro original (sup.) e integrado en bandas de 5 Hz (inf.). Fuente: Elaboración propia.	317
Figura 4.3.11 Incremento de la atenuación en valor absoluto en (g) respecto a no aplicar solución alguna. Resaltado en color verde aquéllas soluciones con mejor resultado tras disponer la solución.	318
Figura 4.3.12 Incremento de la atenuación en valor absoluto en (g) respecto a no aplicar solución alguna. Resaltado en color verde aquéllas soluciones con mejor resultado tras disponer la solución.	319
Figura 4.3.13 Ubicación de los sensores y nomenclatura de los puntos de control.	320

Figura 4.3.14 Amplitudes promedio vs frecuencia en intervalos de 5 Hz. Caso 1: Torrente.	322
Figura 4.3.15 Amplitudes promedio vs frecuencia en intervalos de 5 Hz. Caso 2: Valencia. Fuente: Elaboración propia.....	324
Figura 4.3.16 Amplitudes promedio vs frecuencia en intervalos de 5 Hz. Caso 3: Se cruzan.....	326
Figura 4.3.17 Ganancia promedio obtenida en el dominio temporal en términos de máxima amplitud de aceleración. Fuente: Elaboración propia.	327
Figura 4.3.18 Ganancia promedio obtenida en el dominio frecuencial en amplitud media de la aceleración en franjas de 5 Hz. Fuente: Elaboración propia.	329

ÍNDICE TABLAS:

Tabla 2.1. Tipos de fibras más comunes y sus propiedades. Fuente: (249)....	37
Tabla 2.2. Características mecánicas del hormigón don fibra de vidrio. Fuente (33).....	38
Tabla 2.3. Propiedades mecánicas de los distintos tipos de vidrio. Fuente: (35).....	39
Tabla 2.4. Características mecánicas del sistema MATRACK. Fuente: (91) ..	72
Tabla 2.5. Grado de aislamiento de la solución MATRACK. Fuente: (60).....	73
Tabla 2.6. Defectos descritos de la rueda. Fuente: (116)	94
Tabla 2.7. Defectos discretos del carril. Fuente: (116).	97
Tabla 2.8. Defectos extensos de la rueda. Fuente: (117).	99
Tabla 2.9. Influencia Clasificación de los sistemas comerciales de vía en placa más habituales.	108
Tabla 2.10. Rangos de frecuencias propias de las distintas masas de un vehículo ferroviario.....	110
Tabla 2.11. Longitudes de onda que pueden producir resonancia en las masas no suspendidas en función de su frecuencia propia de oscilación. Fuente: (122).	111
Tabla 2.12. Propiedades tomadas para el ejemplo de estudio. Fuente: (113).	119
Tabla 2.13. Parámetro γ de atenuación en función del tipo de vía. Fuente: Elaboración propia.	122
Tabla 2.14. Valor de ρ para diferentes tipos de suelo típicos. Fuente: Elaboración propia.	122
Tabla 3.1 Características mecánicas de las traviesas. Fuente: (13).	144
Tabla 3.2 Características mecánicas del carril. Fuente: Elaboración propia.	156
Tabla 3.3 Características mecánicas de las traviesas. Fuente: Elaboración propia.	159
Tabla 3.4 Propiedades de los materiales utilizados en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.	164
Tabla 3.5 Aceleraciones verticales en m/s ² en cada uno de los puntos de control.	181

Tabla 3.6. Velocidades verticales en m/s en cada uno de los puntos de control.	183
Tabla 3.7 Criterios de aceptación de vibraciones según DIN 4150. Fuente: (156)	189
Tabla 3.8 Dosificaciones seleccionadas para los hormigones. Fuente: Elaboración propia.	203
Tabla 3.9 Dosificación G15. Fuente: Elaboración propia.	213
Tabla 3.10 Aceleraciones verticales en m/s ² en los tres puntos de control. Fuente: Elaboración propia.	227
Tabla 3.11 Velocidades verticales en m/s en los tres puntos de control. Fuente: Elaboración propia.	232
Tabla 3.12 Coeficientes de inserción (dB) para aceleraciones y velocidades en todos los escenarios. Fuente: Elaboración propia.	237
Tabla 3.13 Coeficiente de inserción incremental (dB). Fuente: Elaboración propia.	238
Tabla 3.14 Coeficientes de inserción máximos y promedio para cada posible alternativa.	239
Tabla 3.15 Relación entre los coeficientes de inserción incremental y la profundidad en C1.	250
Tabla 3.16 Relación entre los coeficientes de inserción incremental y la distancia de aplicación en C1. Fuente: Elaboración propia.	252
Tabla 3.17 Relación entre los coeficientes de inserción incremental y la profundidad en C2.	255
Tabla 3.18 Relación entre los coeficientes de inserción incremental y la distancia de aplicación en C2. Fuente: Elaboración propia.	258
Tabla 3.19 Relación entre los coeficientes de inserción incremental y la profundidad en C3.	260
Tabla 3.20 Relación entre los coeficientes de inserción incremental y el espesor de aplicación en C3. Fuente: Elaboración propia.	262
Tabla 3.21 Síntesis de tendencias y pesos medios de cada factor para cada solución.	267
Tabla 3.22 escala de preferencias del AHP. Fuente: Elaboración propia	281
Tabla 3.23 Comparación de criterios por pares. Preferencias. Fuente: Elaboración propia.	281

Tabla 3.24 Comparación entre efectividad en la atenuación media de las soluciones.	282
Tabla 3.25 Comparación entre la estabilidad de la vía de las soluciones. Fuente: Elaboración propia.	282
Tabla 3.26 Comparación entre efectividad en la economía de las soluciones. Fuente: Elaboración propia.	282
Tabla 4.1 Exigencias estructurales y por mínimos de la armadura a compresión en vigas.	304
Tabla 4.2 Exigencias estructurales y por mínimos de la armadura a tracción en vigas.	304

1. INTRODUCCIÓN

JUSTIFICACIÓN

El fenómeno de las vibraciones en el ámbito ferroviario, lejos de ser un fenómeno controlado e idéntico en todas las situaciones, es altamente variable. Esto justifica que las soluciones presentes actualmente en el mercado no solucionen la problemática existente y hagan necesario el desarrollo de un producto que tenga la capacidad real de adaptarse a las necesidades de cada explotación ferroviaria, tal y como se justifica a continuación.

El fenómeno vibratorio inducido por el desplazamiento de trenes sobre la estructura ferroviaria está compuesto por un número elevado de ondas simples con una determinada amplitud y frecuencia. Centrándonos en la naturaleza del fenómeno, las vibraciones en el ámbito ferroviario nacen principalmente debido a la elevada rigidez existente en el contacto rueda-carril (acero-acero). Este hecho, unido a las irregularidades que pueden aparecer en el contacto, produce la aparición de importantes sobrecargas dinámicas en la vía. Una vez generadas las perturbaciones dinámicas en la vía, éstas actúan como una fuente emisora de vibraciones hacia el entorno. Estas vibraciones se propagan hacia el medio circundante en forma de ondas, principalmente mediante el tipo de ondas superficiales u ondas de Rayleigh. El conocimiento acerca de la naturaleza de estas ondas es de vital importancia, ya que las medidas de mitigación de las vibraciones irán encaminadas a la atenuación de las mismas.

Este tipo de ondas superficiales u ondas de Rayleigh combinan movimientos de dilatación o de corte principalmente en la superficie y pueden llegar a alcanzar centenares de metros, afectando de este modo a las edificaciones y estructuras más próximas a la vía, siendo su velocidad de propagación dependiente únicamente de las características del terreno por el que se transmite.

Así, el origen de las vibraciones originadas por la circulación de los vehículos ferroviarios sobre las vías se focaliza principalmente en tres aspectos: la carga cuasi-estática, los defectos existentes y los cambios de rigidez.

Puede resumirse de este modo que las vibraciones en las vías ferroviarias se producen por la aparición de singularidades en la vía o en el vehículo, que generan sobrecargas dinámicas con una determinada frecuencia. Dependiendo del tipo de explotación y de la fuente generadora de las vibraciones, su frecuencia puede variar desde 1,5 Hz hasta aproximadamente 420 Hz, teniendo en cuenta que se trata de una estimación orientativa, pero que resulta altamente significativa para afirmar que la excitación que sufre la vía y que origina las vibraciones es muy variable.

Por tanto, en base a todo lo expuesto, para que una medida de mitigación de las vibraciones sea efectiva en cualquier escenario, ésta debe ser una solución con la capacidad de poder adaptar su sistema de atenuación a cada tipo de explotación y a cada situación en concreto.

Sin embargo, al analizar los productos que el mercado propone para solucionar esta problemática se observa que las soluciones que han sido desarrolladas no son efectivas para todos los tipos de vía, ya que no es lo mismo implantar una medida de mitigación de las vibraciones ferroviarias generadas en una vía de alta velocidad que en una vía de tranvía o de cercanías. Y es que el fenómeno vibratorio inducido en la vía es totalmente dependiente de las características de la vía y del régimen de explotación, y por tanto, la solución ante este fenómeno también ha de serlo, algo que solo podrá ser alcanzado si se dispusiera de un producto que más allá de una configuración fija tuviera como característica fundamental el hecho de ser versátil, con una naturaleza modulable y adaptable a las necesidades de cada escenario.

Este es precisamente el objetivo de la presente tesis doctoral: diseñar un sistema atenuador de vibraciones ferroviarias capaz de adaptarse, a las necesidades en cuanto a atenuación de las vibraciones ferroviarias, en cualquier escenario gracias a su flexibilidad a la hora de adoptar diferentes configuraciones y combinar diferentes mecanismos de atenuación, tanto de frecuencia de corte como de absorción. Además, el material a emplear para dichos elementos estará compuesto por hormigones con adiciones de residuos procedentes de neumáticos fuera de uso.

OBJETIVOS DE LA PRESENTE TESIS DOCTORAL

Los objetivos científicos que se plantea este doctorando son básicamente el proceso de diseño y de fabricación del nuevo material, así como el diseño y cálculo de una vía constituida con dicha solución, con los siguientes planteamientos:

- Diseño, cálculo y construcción de un innovador material atenuador de las vibraciones ferroviarias que aúne la rigidez del hormigón con las características de disipación de energía mediante histéresis y mecanismos de fricción mediante la adición de elementos elastoméricos y fibras poliméricas.
- Diseño de una solución de tipo modular formada por elementos prefabricados diseñados en base al empleo del innovador material indicado en el párrafo anterior, a partir del cual, en función del tipo de explotación ferroviaria, se consiga minimizar al máximo las vibraciones que sufre el entorno, ocasionadas por el ferrocarril.

Con estos dos claros objetivos se inicia el proceso de investigación para el desarrollo de esta Tesis Doctoral.

2. ESTADO DEL ARTE

Este capítulo se va a centrar en realizar una revisión bibliográfica de los dos elementos clave que hay que considerar para el desarrollo de la solución: por una parte el hormigón con residuo de neumático fuera de uso y los bloques anti-onda para la mitigación de vibraciones. Esta revisión bibliográfica nos permitirá conocer de forma fidedigna cual es la situación actual del conocimiento en la materia con el fin de continuar el desarrollo del presente trabajo con total conocimiento de causa.

HORMIGÓN CON RESIDUO DE NEUMÁTICOS FUERA DE USO

2.1.1. Consideraciones iniciales

En los últimos años, tanto en el contexto internacional como nacional, se ha producido un creciente interés por el desarrollo de proyectos que estudian el comportamiento de las mezclas de hormigón con materiales procedentes de NFU, tanto por parte de entidades públicas como procedentes de la empresa privada.

El motivo principal reside en que la incorporación de estos materiales a la fabricación de hormigones permite la sustitución de los áridos por materiales reciclados. Como consecuencia de esta sustitución, se pueden obtener hormigones más sostenibles (al evitar el consumo de recursos no renovables y dar uso a materiales reciclados) y más ligeros (debido a la diferencia existente entre las densidades de ambos materiales).

En este sentido existe un gran número de variables que pueden dar lugar a distintas líneas de trabajo en el campo de los hormigones con materiales procedentes de NFU, aunque la mayoría de ellas trabajan sobre nuevas formulaciones que incluyen el granulado de NFU con granulometrías inferiores (pues las mezclas con granulometrías más gruesas implican la pérdida del esqueleto mineral además de un mayor porcentaje de material sustituido). De esta forma se consigue la elaboración de hormigones más ligeros y con mejor respuesta vibratoria, aunque en contraprestación se obtiene una pérdida de resistencia a compresión (debida a una menor resistencia del caucho respecto del material sustituido y a la falta de adhesividad entre el caucho-hormigón).

A continuación, se abordan estas ventajas y desventajas y se analiza desde un punto de vista comercial para su implantación.

2.1.2. Estudio del comportamiento estructural y vibratorio

En este sub-apartado se va a llevar a cabo una revisión de la bibliografía existente referente a la utilización del hormigón con residuos de NFU desde diversos puntos de vista, especialmente centrada en las propiedades mecánicas y en la capacidad reductora de vibraciones.

- Resistencia a compresión

La resistencia a compresión del hormigón NFU ha sido estudiada por diversos autores, aunque todas ellas conducen a resultados similares. En este sentido destacan las investigaciones llevadas a cabo por Guneyisi et al. (1), quienes estudiaron la variación de la resistencia a compresión del hormigón en función del contenido de caucho procedente del NFU, observando una disminución de la resistencia con el aumento de la cantidad de caucho. Para solucionarlo, los autores sugirieron la sustitución parcial de los áridos por caucho en un 15% del peso total como máximo. De esta forma consiguieron obtener hormigones de 40 Mpa de resistencia característica.

En esta misma línea de estudio, Ghaly y Cahill (2) y Valadares (3) estudiaron el uso de diferentes porcentajes de caucho en la mezcla (5%, 10% y 15%), corroborando una disminución de la resistencia a compresión con el aumento del porcentaje de caucho. De este modo, una sustitución del 15% del árido por caucho conllevaba a una disminución del 50% de la resistencia a compresión, por lo que una sustitución con caucho de menor granulometría reduciría la pérdida de resistencia a compresión.

Similares resultados fueron obtenidos por Freitas et al. (4) (quienes determinaron una reducción de la resistencia a compresión de 48.3% con una sustitución del árido de un 15%) o Ganjian et al. (5). Sin embargo, estos autores demostraron un suave incremento en la resistencia a compresión cuando se sustituye un 5% de los áridos gruesos por caucho astillado, probablemente debido

a una mejor graduación de la mezcla. Este hecho, también había sido observado en otros estudios previos como (6) (7).

- Resistencia a tracción.

La resistencia a tracción también ha sido motivo de diversos estudios. En este sentido, Guneyisi et al. (1) analizaron la resistencia a tracción de hormigones con negro de humo y caucho reciclado, observándose una disminución de la resistencia a tracción como consecuencia de la presencia de caucho. Sin embargo, los resultados también demostraron que la presencia del negro de humo resultaba beneficiosa, pues aumentaba el efecto filler (lo cual suavizaba la disminución de la resistencia a tracción).

No obstante, se puede determinar que la presencia de caucho procedente de NFU es menos influyente en la reducción de la resistencia a tracción que a compresión. Esta tendencia fue observada por Pierca y Williams (8), cuyos resultados demostraron que la presencia de partículas de caucho prevenían de la aparición de determinadas fisuras o Valadares (3), quien obtuvo un aumento de resistencia con la presencia de partículas de caucho de mayores dimensiones (lo que concuerda con las conclusiones anteriores). Por otra parte Ganjian et al. (6) obtuvieron el resultado opuesto, de modo que conseguían una menor resistencia con partículas astilladas de caucho frente a caucho en polvo. En el primer caso se obtuvo una reducción de entre el 30% y el 60%, para una sustitución del 5-10%, frente a una reducción del 15% al 30%. Este comportamiento puede ser debido a la baja adherencia que presenta el caucho astillado y el cementante.

Finalmente, de acuerdo con Aiello y Leuzzy (9), cuando las tiras de neumático remplazan a los áridos finos, se obtiene mejor resistencia a flexión que si se hace con los áridos gruesos, pues la resistencia a tracción del hormigón está muy influenciada por las características del caucho reciclado. De este modo, algunos producen una pérdida de resistencia, mientras que otros pueden llegar a aumentarla. Por ejemplo, con una sustitución de los áridos finos por caucho (50% y 75%) se redujo la resistencia a tracción en un 5.8% y 7.3% respectivamente. En cambio, con una sustitución del árido grueso en igual porcentaje, la reducción de resistencia apenas alcanzó el 28.2%.

- Módulo de elasticidad

Teniendo en cuenta que el hormigón con NFU presenta una disminución de la resistencia a compresión, y que existe una relación directa entre la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad, se espera una disminución del módulo de elasticidad en el nuevo hormigón. Esto se ponía de manifiesto en investigaciones como las llevadas a cabo por Turatsinze et al. (10), quienes obtienen reducciones del módulo de elasticidad en un 40% cuando se tiene un mismo porcentaje de reducción de la resistencia; Khaloo et al. (11) quienes confirmaron que la inclusión de partículas de caucho llevaba a obtener hormigones de alta ductilidad o Zheng et al. (12) (13) quienes mencionaron que las partículas de caucho (80% < 2.62 mm) tiene menor influencia en el módulo de elasticidad que las partículas mayores (15-40 mm).

Sin embargo, las investigaciones llevadas a cabo por Skripkiūnas et al. (14) en las que se compararon hormigones con resistencias a compresión similares, dieron lugar a distintos módulos de elasticidad, siendo estos 29.6 GPa para un 3.3% de caucho y 33.2 GPa para el hormigón de referencia (de forma que la variación en el porcentaje de caucho implicaba cambios en el módulo de elasticidad pese a ser de idéntica resistencia). La explicación de esta disminución reside en el bajo módulo de elasticidad que presenta el neumático reciclado (15).

- Vibraciones

La adición de residuos de caucho procedentes del NFU viene fuertemente vinculada con el coeficiente de amortiguación. Este parámetro es comúnmente usado para medir la capacidad de un material para disminuir la amplitud de las vibraciones en un cuerpo, tal y como se recoge en numerosas ocasiones en la literatura científica. En este sentido, Cing-Yao Lin et al. (16) estudiaron su variación en la fabricación de hormigones con polvo de caucho de diferente granulometría. Los resultados revelaron que, con una sustitución del árido por caucho de tamiz 40 en un 2.5%, el coeficiente de amortiguación aumenta en un 94%. Sin embargo, estos resultados se reducían hasta el 56% con una sustitución del mismo porcentaje de polvo de caucho cuando el tamaño máximo aumentaba hasta los 2mm (tamiz #10). La siguiente figura muestra las diferencias en el coeficiente de amortiguación en

función de la cantidad de árido sustituido y su granulometría para un hormigón de 8 semanas.

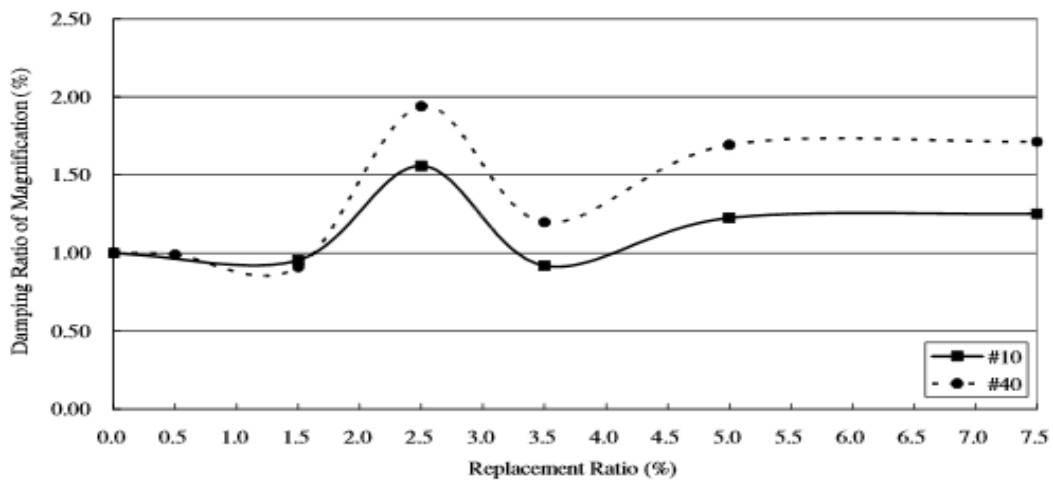


Figura 0.1: Coeficiente de amortiguamiento para distintos porcentajes de NFU para un hormigón de 8 semanas. Fuente: (16)

Igualmente, también se observaron diferencias en función del tiempo en el coeficiente de amortiguación para los especímenes. Para estudiar estas variaciones se ensayaron las muestras para el hormigón de 8 y 24 semanas, revelando diferencias significativas como se muestra en la siguiente figura:

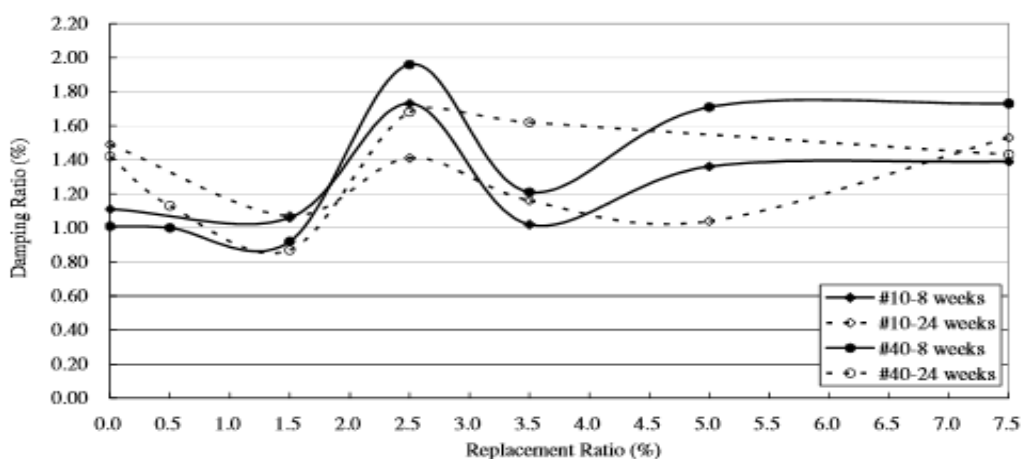


Figura 0.2: Coeficiente de amortiguamiento para distintos porcentajes de NFU para hormigones de 8 y 24 semanas. Fuente: (16)

Posteriores investigaciones, como las llevadas a cabo por Khalid y Matthew (17), estudiaron las propiedades mecánicas y dinámicas de hormigones autocompactables modificados con polvo de caucho. Los resultados mostraron que el coeficiente de amortiguamiento de un hormigón de dichas características aumenta proporcionalmente al porcentaje de árido convencional sustituido por residuo procedente de NFU como puede observarse en la siguiente figura:

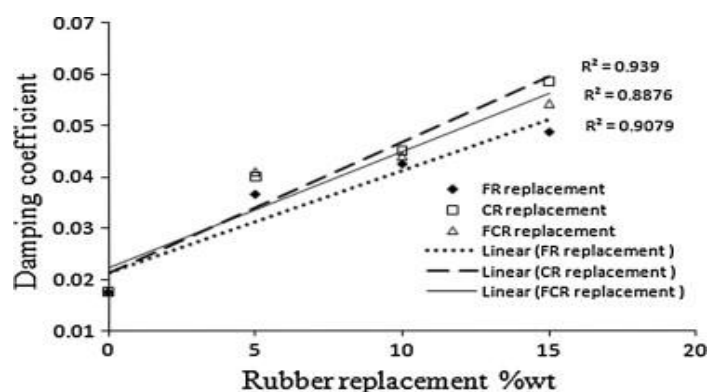


Figura 0.3. Evolución del coeficiente de amortiguamiento en función del porcentaje de sustitución de áridos. Fuente: (17)

En vista de los resultados anteriores, los trabajos llevados a cabo por Topcu (18) y Fauthi y Clarck (19) recomendaron el uso de hormigón con polvo de caucho en aplicaciones donde se requería una gran capacidad de atenuación, como estaciones de ferrocarril o cimentaciones de maquinaria. Este tipo de hormigones también podría usarse en aplicaciones donde el material este sometido a excitaciones dinámicas, tal y como apuntaban autores como Topcu (18) y Ali et al. (20).

- Ruido

Otro de los ámbitos en los que se ha estudiado el uso de hormigones con residuos procedentes de NFU ha sido el de la atenuación de ruido. Concretamente, en las investigaciones desarrolladas por Aliabdo et al. (21) se analizó las variaciones inducidas en el coeficiente de atenuación sonora (el cual determina la reducción de la amplitud de una onda acústica) al introducir distintos porcentajes de residuo de NFU en sustitución de la arena. Los resultados son mostrados en la siguiente figura:

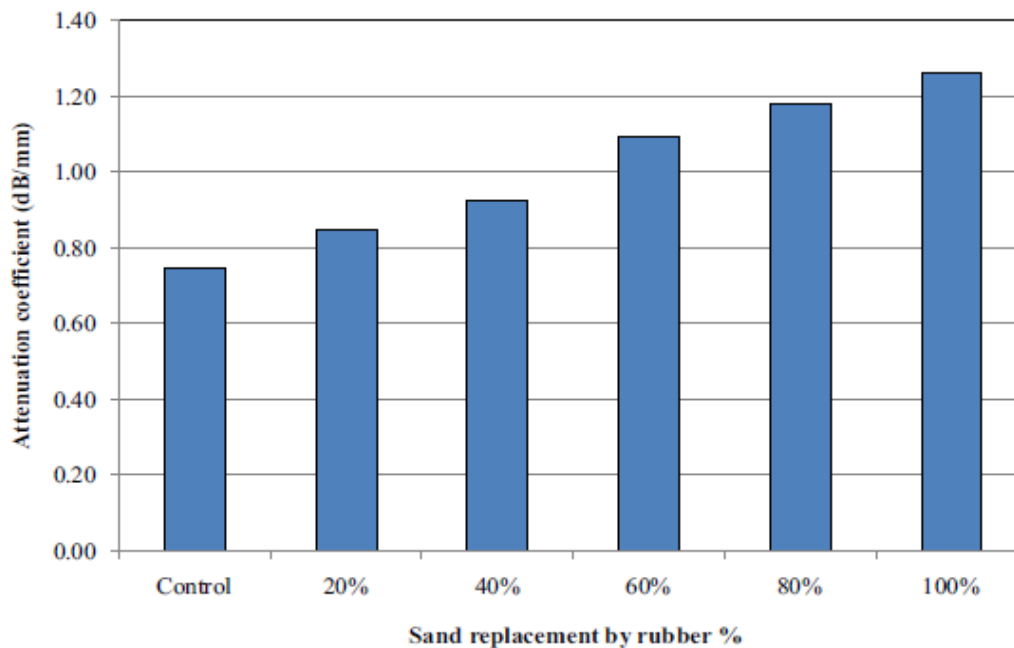


Figura 0.4. Coeficiente de amortiguación sonora para hormigón convencional y con distintos porcentajes de NFU. Fuente: (21)

Como se puede observar, se aprecia un claro incremento en el coeficiente de atenuación conforme aumenta el porcentaje de NFU que sustituye a la arena. Estos resultados están en concordancia con los presentados por Sukontasukkul (22), el cual también demostró que un mayor porcentaje de NFU producía mayores niveles de atenuación sonora, comparándolos con los de hormigón convencional. Albano (23), manifestó que el aumento de este coeficiente de atenuación se debe al incremento de la porosidad que genera la sustitución de la arena por los residuos de NFU.

- Conclusiones generales

Como se observa en los resultados obtenidos anteriormente por los distintos autores, el uso de residuos procedentes de NFU implica una reducción de todas las características mecánicas del hormigón. No obstante, estas mezclas presentan un gran potencial para aplicaciones no estructurales, especialmente para atenuación de ruido y vibraciones.

Por lo tanto, a lo largo del desarrollo de la tesis, lo que se buscará será mantener un buen nivel de rigidez que permita una buena colocación en la estructura de vía, y que además permita reducir drásticamente las vibraciones en un determinado rango de frecuencias y una absorción de vibraciones significativa en el resto del espectro de frecuencias.

2.1.3. Tipos de hormigones reforzados con fibras

Los hormigones reforzados con fibras se definen como aquellos hormigones que incluyen en su composición fibras cortas, discretas y aleatoriamente distribuidas en su masa a fin de conferirle ciertas propiedades específicas (24). De esta forma, en aquellos casos en los que las fibras no tengan función estructural, se consigue un mayor control de la fisuración por retracción y un incremento de la resistencia frente a agentes externos (como el fuego o los impactos entre otros). Por otro lado, y todavía más interesante, también aportan una mayor energía de rotura (pudiendo implicar la sustitución parcial o total de armadura en algunas aplicaciones).

De este modo, las fibras empleadas en aplicaciones estructurales aportan un incremento en la resistencia a esfuerzos de tracción que son transmitidos por adherencia a las fibras una vez se ha producido micro-fisura, controlan la fisuración y reducen la intensidad de la misma a la vez que mejoran la tenacidad. Este hecho repercute sin lugar a dudas a una mejoría en la durabilidad del elemento, como se puede observar en el siguiente diagrama tensión-deformación.

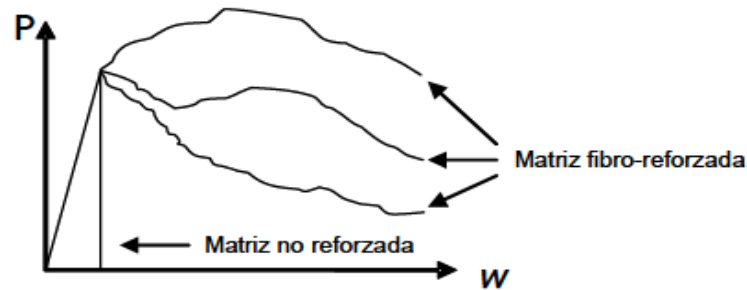


Figura 0.5. Curvas típicas carga-abertura de fisura, para matrices con y sin fibras. Fuente (25)

Tipo de Fibra	Diámetro Equivalente (mm)	Densidad (kg/m ³)	Resistencia a Tracción (MPa)	Módulo de Young (GPa)	Alargamiento de Rotura (%)
Acrílico	0.02-0.35	1100	200-400	2	1.1
Asbesto	0.0015-0.02	3200	600-1000	83-138	1-2
Algodón	0.2-0.6	1500	400-700	4.8	3-10
Vidrio	0.005-0.15	2500	1000-2600	70-80	1.5-3.5
Grafito	0.008-0.009	1900	1000-2600	230-415	0.5-1
Aramida	0.01	1450	3500-3600	65-133	2.1-4
Nylon	0.02-0.4	1100	760-820	4.1	16-20
Poliéster	0.02-0.4	1400	720-860	8.3	11-13
Polipropileno	0.02-1	900-950	200-760	3.5-15	5-25
Polivinil alcohol	0.027-0.660	1300	900-1600	23-40	7-8
Carbón	-	1400	4000	230-240	1.4-1.8
Rayón	0.02-0.38	1500	400-600	6.9	10-25
Basalto	0.0106	2593	990	7.6	2.56
Polietileno	0.025-1	960	200-300	5.0	3
Sisal	0.08-0.3	760-1100	228-800	11-27	2.1-4.2
Coco	0.11-0.53	680-1020	108-250	2.5-4.5	14-41
Yute	0.1-0.2	1030	250-350	26-32	1.5-1.9
Acero	0.15-1	7840	345-3000	200	4-10

Tabla 2.1. Tipos de fibras más comunes y sus propiedades. Fuente: (249).

Esencialmente, la naturaleza y el tipo de fibras determinan la efectividad de la acción reforzante y la eficacia de la transmisión. Por este motivo resulta fundamental realizar una buena elección de las fibras a utilizar (la tabla siguiente muestra algunos de los materiales más comunes empleados y sus características mecánicas básicas).

A continuación, se realiza un repaso de dos de los hormigones reforzados con fibras más implementados en la actualidad: El hormigón reforzado con fibras de vidrio (GFRF) y el hormigón reforzado con fibras de polipropileno (PFRC).

2.1.3.1. Hormigón reforzado con fibras de vidrio (GFRC)

El GFRC es un material compuesto por las fibras de vidrio (continuas o discontinuas) que se proyectan sobre una base de mortero de cemento en varias capas, creando un material final que reúne las cualidades de ambos. Este material se ideó por vez primera en Rusia en la década de 1940, en un intento por reducir el grosor de las piezas de hormigón y hacerlas aptas para su uso en cerramientos de fachada. Para ello se sustituyó el refuerzo de acero por hebras de fibra de vidrio, que no requieren de dicha protección, obteniendo así paneles más finos (26).

- Normativa Técnica.

Existe una asociación internacional para regular el uso de este material denominada GRCA (27), la composición de sus elementos constitutivos deberán cumplir las prescripciones de las normativas vigentes como el Código Técnico de la edificación (CTE) en vigor (28) o la Norma Básica de la Edificación sobre Condiciones Acústicas en los Edificios (NBE-CA-82) (29), además de los controles de fabricación que están basados en las Normas UNE 1169:2000 (30) y 1170-8:2009 (31), en la norma Inglesa BS 6432 (32) y publicaciones técnicas de Organismos Internacionales y empresas tales como PCI, GRCA, CEM-FIL (Vetrotex), etc. (33)

- Características Mecánicas del GFRC

Las características mecánicas del G.F.R.C. deben estar comprendidas entre los valores mostrados en la tabla siguiente (valores usuales de las propiedades principales del GFRC a 28 días de edad) (33).

Propiedad	Unidades	Valores
Resistencia a la	Mpa	50 - 80
Módulo de elasticidad	GPa	10 - 20
Límite de	Mpa	7 - 11
Módulo de Rotura (MOR)	Mpa	15 - 25

Tabla 2.2. Características mecánicas del hormigón con fibra de vidrio. Fuente (33)

Existen distintos tipos de vidrio que puede ser usado como fibras para hormigón. Cada uno de estos ofrece unas propiedades distintas que pueden ser aprovechables en distintas situaciones.

A continuación, se resume en una tabla las principales propiedades mecánicas de los distintos tipos de vidrio comentados.

Propiedades	Vidrio E	Vidrio D	Vidrio R	Vidrio AR
Densidad (g/cm ³)	2.60	2.14	2.53	2.68
Resistencia a la Tensión (MPa)	3400	2500	4400	3000
Módulo Elástico (GPa)	72	55	86	72
Resistencia a la rotura (%)	4.5	4.5	5.2	4.3

Tabla 2.3. Propiedades mecánicas de los distintos tipos de vidrio. Fuente: (35)

2.1.3.2. Hormigón reforzado con fibras de polipropileno (PFRC)

Las fibras poliméricas atrajeron la atención de los investigadores para reforzar el hormigón en la primera mitad de los años 60. Su composición se basa en la utilización de un material polimérico (polipropileno, polietileno de alta densidad, aramida, alcohol de polivinilo, acrílico, nylon, poliéster) extrusionado y posteriormente cortado (24).

Un polímero, por definición, es una molécula de peso molecular elevado con una estructura compleja, fruto de la repetición de una estructura menor llamada monómero, el cual es un producto generalmente orgánico. La mayor parte de los polímeros usados en ingeniería se basan en los hidrocarburos, que son moléculas formadas fundamentalmente a partir de átomos de hidrógeno y carbono, dispuestas en distintas formas estructurales.

Uno de los principales aspectos a destacar es que polímeros como el polipropileno, además de ser muy económicos con respecto a otras fibras como las de acero, son químicamente inertes, muy estables en el medio alcalino que supone el hormigón. Además, presentan una superficie hidrófoba, por lo que no absorbe agua durante la mezcla ni el posterior fraguado. Sin embargo, este mismo aspecto supone a su vez un inconveniente en cuanto a la adherencia de las fibras a la matriz cementosa.

En cualquier caso, las fibras de polipropileno cumplen una doble tarea como plástico y como fibra y esto es así, porque no funden hasta los 160 °C. Además, ofrecen una resistencia a tracción, dureza y rigidez mayores que las de los polietilenos (que además funden a los 100 °C). No obstante, presentan una menor resistencia al impacto, un bajo módulo de elasticidad y son susceptibles a la degradación por luz, calor y oxígeno (lo cual deriva en la necesidad de añadir un antioxidante y un estabilizador a la luz ultravioleta que encarece la producción).



Figura 0.6. Distintas Fibras de polipropileno existentes. Fuente: (34)

Respecto a su proceso de fabricación (35), las podemos clasificar en monofilamentos extruidos (tipo I) y en láminas fibriladas (tipo II). Sin embargo, destacan principalmente las fibras multifilamento, pues nacen como reemplazo de las variedades de fibras monofilamento y están encontrando una gran aceptación en el mercado de las fibras poliméricas dado que resuelven la falta de adherencia de las fibras con la matriz.

Las dimensiones de las fibras son variables, igual que su diámetro y forma. Pueden clasificarse en microfibras (diámetro $< 0,30\text{mm}$) o macrofibras (diámetro $\geq 0,30\text{mm}$). Las primeras se emplean en general para reducir la fisuración por retracción plástica del hormigón (especialmente en pavimentos y soleras), pero no asumen funciones estructurales. También se utilizan para mejorar el comportamiento frente al fuego, siendo conveniente un elevado número de fibras por kg, aunque este dato dependerá de la longitud de la fibra y muy especialmente de su diámetro.

Por su parte, las macrofibras presentan una longitud variable (desde 20mm a 60mm en función del tamaño máximo del árido) y sí que pueden colaborar estructuralmente. Sin embargo, en el caso de fibras con longitudes relativamente elevadas (alrededor de 50mm), se observa una importante pérdida de

trabajabilidad del hormigón (incluso con bajos contenidos de fibras), llegando a afectar los resultados del cono de Abrams en hasta 75mm.

Por tanto, como cabe esperar, la adición combinada de micro y macro fibras podrá mejorar la resistencia a tracción del hormigón y su comportamiento una vez superado el límite elástico (36). Además, las fibras de polipropileno, al añadirse al hormigón, se dispersan perfectamente en todo su volumen (lo cual es una importante ventaja puesto que confiere a la matriz un armado homogéneo en tres dimensiones). De este modo, a pesar de ser un elemento discreto, aporta continuidad al volumen de la pieza de modo tal que al fracturarse no se separa. Todo ello, sumado a las características de la fibra (geometría y módulo elástico), repercute en un incremento de la tenacidad (capacidad de absorción de energía) y mejor recuperación en la zona post-elástica.

Otra consecuencia lógica del empleo de fibra de polipropileno en sustitución del acero es el aligeramiento de piezas y estructuras, dada la marcada diferencia entre sus densidades. Esa misma densidad hace que la fibra quede embebida en el hormigón durante el vibrado, de forma que no aflora a la superficie en contacto con el molde: la estética de la pieza permanece inalterada.

Por último, como todas las fibras, confiere una aportación extra resistente a la abrasión e impacto. Ello sigue siendo una consecuencia de su gran capacidad de absorción energética, puesto que para extraer una fibra de la matriz se ha de consumir la energía equivalente que active los procesos de desunión, estiramiento y extracción o deslizamiento.

- Normativa Técnica.

Los hormigones con fibras de polipropileno cumplirán las prescripciones de las normativas vigentes como son el "Código Técnico de la edificación" (CTE) (28), además de los controles de fabricación que están basados en las Normas UNE 14889-2:2008 (35)

2.1.4. Aplicaciones de hormigones reforzados

Los hormigones reforzados con fibras de polipropileno se han utilizado en campos tan diversos como la pavimentación (de tableros de puentes, de terminales de contenedores y de puertos), en revestimientos de túneles, en prefabricados u hormigones proyectados entre otros. Además, en el campo militar también ha dado buenos resultados en hangares y recintos protegidos frente a impactos de proyectiles.



Figura 0.7. Pavimento de puerto realizado con hormigón reforzado con fibras. Fuente: (37)

Las ventajas del uso de este material son evidentes. De esta forma, por lo que respecta a su uso en pavimentos, se consigue un aumento destacado en la resistencia a flexotracción (lo cual resulta especialmente positivo de cara a transmitir los continuos ciclos de cargas del tráfico a la base o al terreno). Por su parte, los elementos prefabricados (cuyas dimensiones y espesores están optimizados), se han visto beneficiados del uso de fibras de cara a reducir su agrietamiento durante la fase de transporte. Además, en caso de elementos aligerados de bajas densidades, las microfibras sirven tanto para disminuir la fisuración en estado fresco como para mejorar el monolitismo del material, aumentando la capacidad de deformación.

Para el caso de aplicaciones específicas (como el caso del hormigón proyectado), las macrofibras sustituyen a la malla electrosoldada permitiendo un ahorro muy importante en la cantidad del hormigón lanzado (pues no se requiere cubrir la malla) y una reducción clara en los tiempos de colocación. Igualmente, en aplicaciones de carácter hidráulico, las fibras sintéticas han logrado una acogida importante debido a que no se oxidan ni generan residuos de óxido que en algunas ocasiones manchan la superficie de hormigón.

Con carácter general, una de las principales ventajas de este tipo de hormigones es la resistencia al fuego (especialmente útil en túneles, donde los

incendios suponen una de las situaciones de riesgo más complejas) pues el hormigón convencional, a partir de cierta temperatura, empieza a fragmentarse desprendiendo trozos superficiales de material (tal y como demuestran las experiencias sucedidas en el túnel del Gran Cinturón de Dinamarca (1994), en el túnel bajo la mancha (1996) y el de Dartfort (1999)). En este sentido, las microfibras de propileno en dosificaciones alrededor de 1 kg/m^3 presentan una disminución o eliminación del descascaramiento explosivo, debido a que el material se funde y permite la evacuación del vapor atrapado, disminuyendo las presiones internas (38).

La resistencia frente a explosiones e impactos también se perfila como uno de los puntos fuertes del hormigón reforzado con fibras (39). Un elemento de hormigón convencional, debido a su resistencia mecánica y a su capacidad de deformación, al recibir cargas explosivas (dinámicas y cíclicas) puede colapsar, pues ofrece una capacidad de deformación muy limitada (0.02%). Sin embargo, el hormigón reforzado con fibras permite alcanzar la máxima resistencia a tensión y seguir funcionando mientras se deforma debido a la fisuración, de modo que el elemento no colapsa. Por este motivo, los depósitos de explosivos, así como las estructuras que pueden ser susceptibles de ataques externos, suelen incorporar macrofibras en su composición.



Figura 0.8. Muestra tras la explosión. Fuente: (39)

Desde el punto de vista de los impactos, la siguiente figura muestra la relación carga/deflexión de una viga sometida a impactos a diferentes velocidades. Los resultados muestran que, para una misma velocidad de carga, el hormigón reforzado con fibras de acero presentaba una capacidad de deformación superior, no solo antes de la primera fisura, sino después de la fisuración.

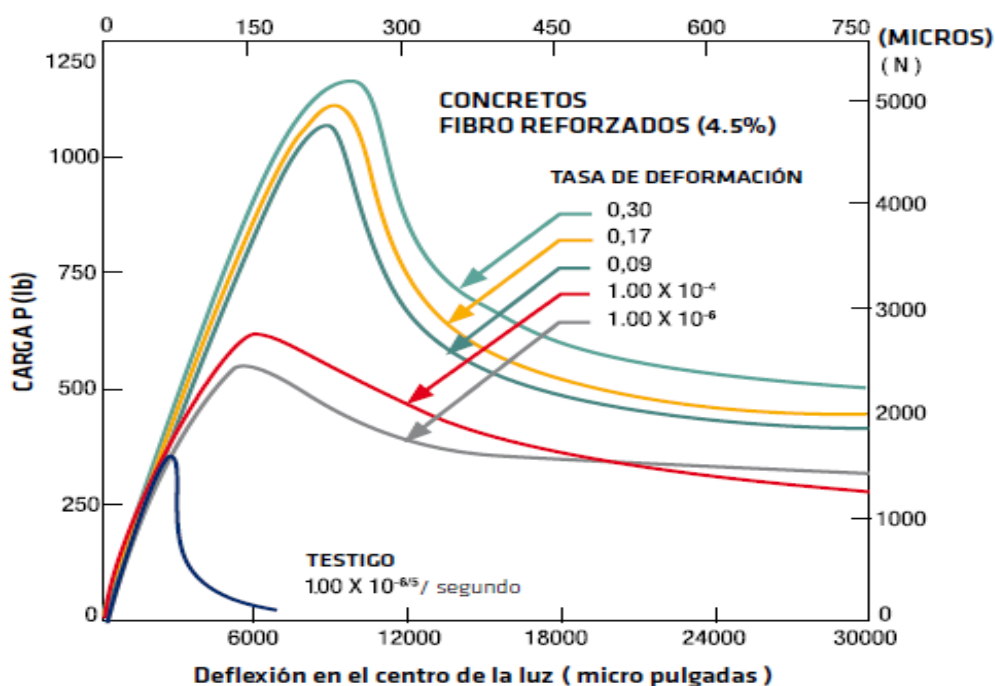


Figura 0.9. Pavimento de puerto realizado con hormigón reforzado con fibras. Fuente: (38)

En este sentido, otros estudios demuestran que si se aumenta la velocidad de la carga, la resistencia dinámica del hormigón reforzado con fibras puede aumentar en más de un 100%, y la capacidad de absorción de energía hasta en un 70% (40).

En cualquier caso, conviene remarcar que, además de las características mecánicas que se requieren para la atenuación de vibraciones en infraestructuras ferroviarias, la principal característica que se busca es que presente una gran capacidad de mitigación de vibraciones. Esto se conseguirá a partir del mecanismo de pérdida de energía vibratoria por mecanismos de deslizamientos relativos entre la unión mecánica que se da entre las fibras sintéticas y la matriz de hormigón.

Esta pérdida de energía se debe a la aparición de micro roturas que se cierran y abren durante la vibración del material, provocando una reducción en la amplitud de vibración. Este comportamiento ha sido estudiado por Yan et al. (41), quienes demostraron la existencia de un mecanismo que permitía aumentar la energía de disipación durante los ciclos vibratorios sin penalizar significativamente otras propiedades mecánicas del material. En concreto, en la siguiente figura se puede observar de forma gráfica dicho mecanismo.

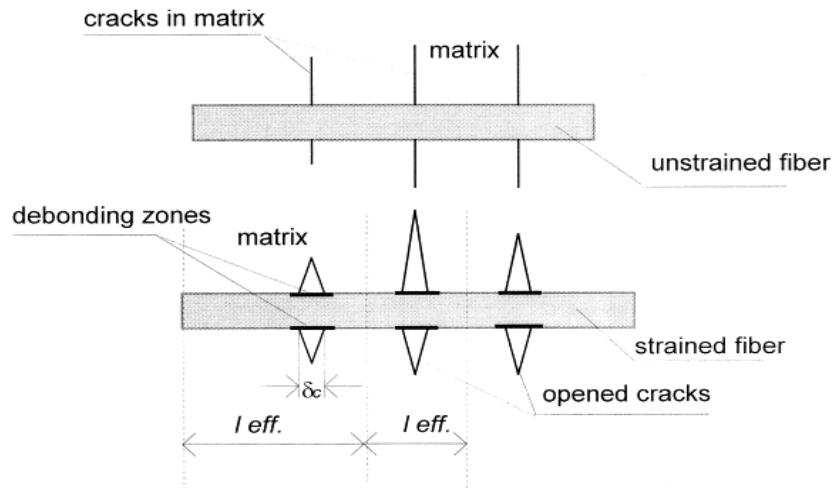


Figura 0.10. Ilustración de la apertura de las fisuras en la matriz cementante en las fibras bajo condiciones tensio-deformacionales. Fuente: (41)

Además, el coeficiente del amortiguamiento del material también repercutirá positivamente sobre este objetivo, tal y como se ha comentado anteriormente. Por este motivo, y con el fin de analizar la influencia de la adición de fibras en el aumento del coeficiente de amortiguamiento, Bai et al. (40) realizaron un estudio en el que se analizaba la variación del coeficiente de amortiguamiento al incluir fibras de vidrio de distintas longitudes en la dosificación. En el estudio se excitaban probetas cúbicas mediante un martillo de impactos, registrando las aceleraciones mediante un acelerómetro. Los resultados mostraron un aumento considerable del coeficiente de amortiguamiento en función del aumento del porcentaje de las fibras de vidrio, obteniendo el máximo con una longitud de fibra de 20 mm. Ambas graficas son mostradas a continuación:

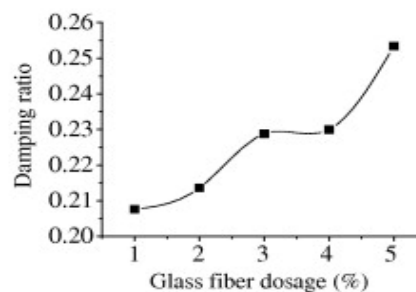


Figura 0.11. Efecto de la inclusión de fibras de vidrio en el coeficiente de amortiguamiento Fuente: (40)

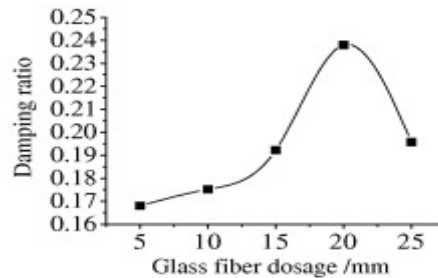


Figura 0.12. Efecto de la longitud de las fibras de vidrio en el coeficiente de amortiguamiento. Fuente: (40)

Posteriormente, Nabavi (42) estudió el amortiguamiento del hormigón con fibras de polipropileno. Este autor, tal y como se ha comentado anteriormente, afirma que la mayor cantidad de interfaces internas debidas a las fibras conlleva una mayor disipación de la energía, haciendo hincapié en que estos materiales compuestos deben de ser estudiados individualmente para poder conocer su contribución al material final (43). Dicho autor realizó un ensayo a un pórtico de hormigón de reducidas dimensiones, el cual era excitado mediante dos mecanismos distintos: en primer lugar, se golpeaba mediante un martillo de impactos, y en un ensayo posterior era sometido a unas aceleraciones mediante una mesa de sacudidas.



Figura 0.13. Pórtico usado en los ensayos. Fuente: (42)

Los resultados del ensayo con el martillo arrojan un coeficiente de amortiguamiento del 8.3%, frente al 4.3% del hormigón sin fibras. Para el ensayo de la mesa de sacudidas se registraron desplazamientos en dos puntos para tres frecuencias de vibración distintas (5, 10 y 15 Hz) cuyos resultados se muestran en la siguiente tabla.

Frequency (Hz) ▶		5	10	15
Concrete type ▼	Accelerometer Location ▼	Displacement (mm)	Displacement (mm)	Displacement (mm)
PC	Top	6.44	8.45	8.67
	Middle	6.29	7.34	8.72
FRC	Top	6.17	7.18	8.04
	Middle	6.15	7.10	7.14

Figura 0.14. Desplazamientos medidos en el pórtico. Fuente: (42)

Como se puede apreciar, el hormigón con fibras de polipropileno presenta menores desplazamientos debido a las sacudidas en ambos puntos.

Por su parte, Yan et al. (44) también realizaron un estudio del comportamiento dinámico del hormigón reforzado con fibras poliméricas monofilamento mediante un ensayo de vibración libre. Se consideraron fibras de 6, 15 y 25 mils¹ de diámetro y una longitud de entre 1 y 2 pulgadas. Del estudio se concluyó que las fibras de 25-mil y 15-mil doblaban el coeficiente de amortiguamiento para bajas amplitudes con frecuencias de vibración en torno a los 600 Hz. Además, se observó que a mayor amplitud de vibración, mayor aumento del coeficiente de amortiguamiento. Este comportamiento, según el autor, ya aparece en los hormigones convencionales, pero es más notable en los hormigones con “amortiguación mejorada”.

Finalmente, Ghosni & Samali (45) estudiaron las propiedades mecánicas de un hormigón con fibras de polipropileno, al que además le añadieron diferentes porcentajes de látex a la matriz cementante. En la siguiente tabla se muestran las distintas mezclas ensayadas.

Mix ID	CF	CFL	PM0.25L	PF0.25L	PM0.5L	PF0.5L	PM1L	PF1L
Fibre - V_f (%)	0.0	0.0	0.25	0.25	0.5	0.5	1	1
SB latex (kg/m ³)	0.0	43.0	43.0	43.0	43.0	43.0	43.0	43.0
f'_c (MPa)	57.5	40.0	36.5	39.0	31.5	34.0	23.0	37.5

Figura 0.15. Componentes y esfuerzo a compresión de las distintas muestras. Fuente: (45)

¹ 1 mil = 0.0254mm

En las mezclas con látex se obtuvo un aumento considerable del coeficiente de amortiguamiento y una disminución de las frecuencias fundamentales. Concretamente, con la inclusión de un 10% de látex en peso del material cementante se incrementa el coeficiente de amortiguamiento en un 131% respecto a la muestra de referencia. Del estudio se concluyó además que la combinación de un elemento polimérico (como es el látex) y las fibras sintéticas implicaban un mayor aumento de la capacidad amortiguadora del hormigón.

MIX ID	PM0.25%L	PF0.25%L	PM0.5%L	PF0.5%L	PM1%L	PF1%L
CFL	4%	3%	6%	4%	18%	13%
CF	36%	34%	39%	36%	54%	47%

Figura 0.16. Porcentaje de incremento del coeficiente de amortiguamiento. Fuente: (47)

De este modo, la combinación de las fibras sintéticas con elementos poliméricos usados en la matriz cementante no solamente no anula su capacidad amortiguadora uno al otro, sino que aumentan de forma considerable sus efectos. Esto se debe a que la buena adhesión entre la matriz cementante y la fibra ayuda a disipar energía (46).

2.1.5. Usos comerciales de hormigones con residuo de neumáticos fuera de uso.

El uso del hormigón con residuos procedentes de neumáticos reciclados es un campo de investigación creciente, pues aún son escasas las aplicaciones prácticas a gran escala en las que se puede usar. En cualquier caso, también existen importantes campos en los que la aplicación de este nuevo material resulta muy ventajosa.

En este sentido, el uso de este material como pantallas antiruido ha aportado grandes ventajas, pues evita la propagación del ruido generado por los medios de transporte (entre los que destaca el ferroviario) con unas necesidades de mantenimiento realmente reducidas. Como ejemplos prácticos de su uso se pueden destacar las *Rubberised Concrete Noise Barriers* desarrolladas por Ruconbar (47), cuya geometría puede observarse en la siguiente imagen:

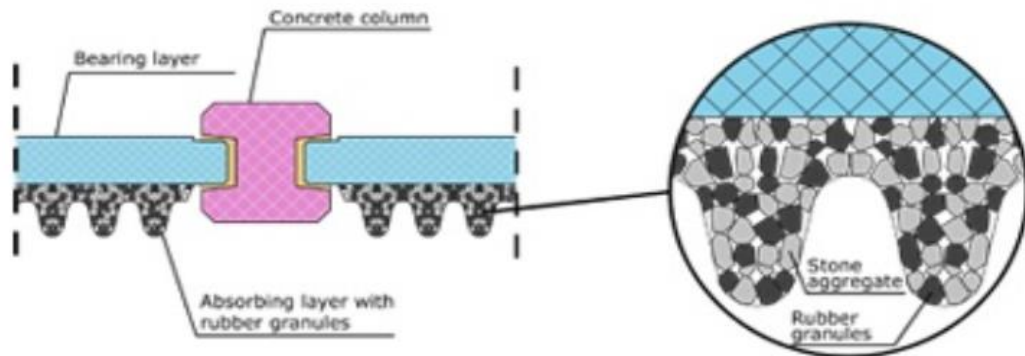


Figura 0.17. Sección transversal de la pantalla acústica de Ruconbar. Fuente: (47)

Además, los resultados son realmente favorables como se muestra en la siguiente imagen, donde se aprecian unos niveles de absorción considerables para paneles de dos espesores distintos:

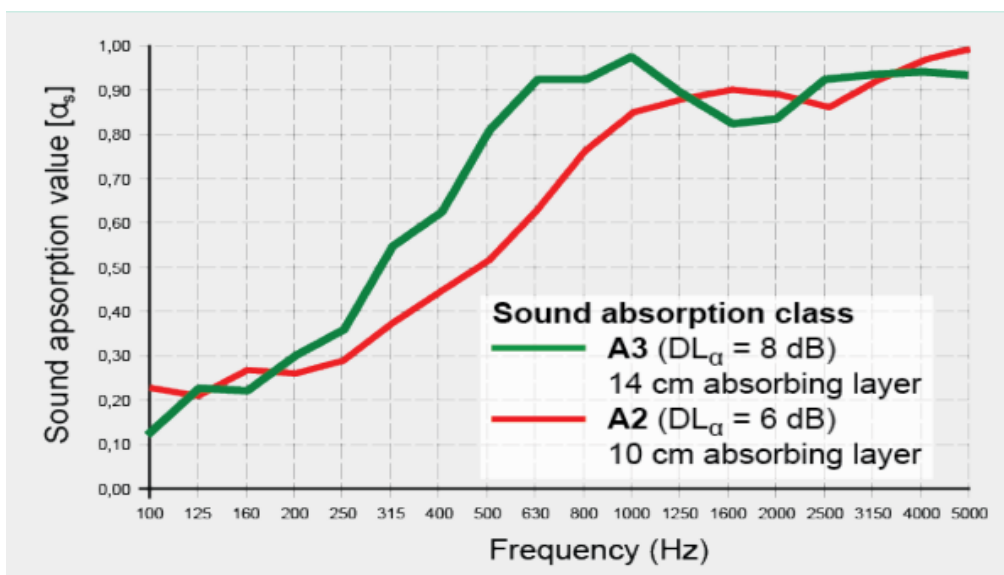


Figura 0.18. Gráfica de absorción sonora de Ruconbar. Fuente: (47)

Otro uso comercial del hormigón con NFU es su uso como barreras de contención de hormigón. Estos elementos son usados para delimitar diferentes zonas de tránsito, sirviendo de protección frente a cambios de carril accidentales

de vehículos. Este tipo de elemento, muy usado en carreteras, autovías y autopistas, puede construirse bien con hormigón in situ como con hormigón prefabricado. La adición de NFU al hormigón aumenta notablemente su capacidad de absorción de impactos, por lo que su utilización en este tipo de elementos está completamente justificada.

En este sentido pueden destacarse las barreras New Jersey (48) desarrolladas en un proyecto de investigación entre SIGNUS, ACCIONA, ERF, CIDAUT y la Dirección General de Carreteras de la Comunidad de Madrid.



Figura 0.19. Barrera New Jersey sometida a ensayo. Fuente: (48)

Otra solución comúnmente aceptada, y también la más relacionada con el presente proyecto, es su uso como base aislante para estructuras. Al presentar el hormigón con NFU una rotura más dúctil que el convencional, una gran capacidad de absorción de energía plástica y ser capaz de resistir mayores deformaciones, lo hace favorable para absorber vibraciones que puedan afectar a edificios a través de sus cimentaciones (especialmente en zonas sísmicas o donde se generen fuertes vibraciones).

Otra alternativa comercial del hormigón con NFU es la vía en placa. Concretamente, la vía Ecotrav (49) está compuesta por un hormigón de alta resistencia con polvo de NFU y fibras textiles y de acero. La finalidad de las distintas fibras consideradas es por un lado aumentar la resistencia del hormigón gracias a las fibras de acero, y por el otro aumentar la capacidad atenuadora del hormigón.

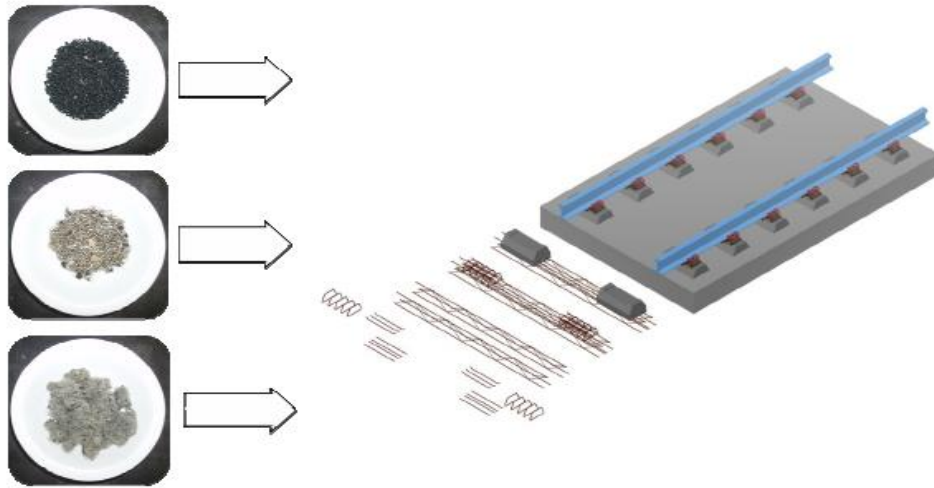


Figura 0.20. Vía en placa Ecotravc. Fuente: (49)

También existen soluciones comerciales, como las Concrete Screed With Recycled Rubber From Discarded Tyres (50). Se trata de un hormigón para pavimentos con partículas de NFU de tamaños comprendidos entre 0.5 y 20 mm, siendo preferibles entre 1 y 10 mm. Como se ha comentado en el apartado anterior, la inclusión del NFU provoca una disminución de sus propiedades físicas y mecánicas, pero al mismo tiempo es capaz de aumentar la capacidad de absorción de energía, permitiendo obtener un hormigón más dúctil y con un comportamiento más elástico. La finalidad de esta patente es, por tanto, combinar las capacidades mecánicas anteriormente comentadas, al mismo tiempo que se logra una reducción de sonido y una reducción de vibraciones producida por el paso de los vehículos ferroviarios.

En cualquier caso, para la producción de este tipo de material existen procedimientos patentados, como el *Method for producing improved rubberized concrete using waste rubber tires* (51) en el que los residuos de NFU son parcialmente oxidados mediante una técnica de tratamiento superficial con la cual se transforma la superficie hidrófuga del caucho en una superficie hidrófila. De este modo, el hormigón con caucho procedente de este tratamiento mejora notablemente las propiedades mecánicas respecto al hormigón con caucho que no ha sido sometido a este tratamiento.

SISTEMA DE MITIGACIÓN DE VIBRACIONES MEDIANTE BLOQUES ANTI-ONDAS

2.1.6. Mecanismo de mitigación de frentes de onda

El problema del análisis vibratorio, como tantos otros campos de la vida cotidiana, requiere de un análisis matemático adecuado que permita su comprensión y estudio. Para ello, se utilizan modelos teóricos de cálculo de gran versatilidad que permiten analizar el efecto que produce en la señal vibratoria en diferentes escenarios (como pudiera ser la implementación de medidas preventivas o correctivas).

De esta forma, el diseño de elementos estructurales se puede abordar siguiendo una serie de criterios desde dos puntos de vista totalmente diferentes: estáticos o dinámicos. Un elemento sometido a cargas estáticas se analiza siguiendo métodos de cálculo clásicos. En el caso estático, se puede decir que la solución sigue una intuición natural que indica a mayor carga, mayores dimensiones de una estructura. Sin embargo, cuando las vibraciones estructurales entran en juego, la fase de diseño cambia radicalmente, pues la magnitud de las fuerzas pierde protagonismo mientras que la frecuencia con la que la fuerza se repite pasa a ocupar una mayor importancia. La intuición en estos casos puede ser causa de errores, pues fuerzas periódicas pequeñas pueden tener efectos mucho más devastadores que fuerzas estáticas de magnitud superior.

El valor de las frecuencias que más perjudicarán a una estructura dependerá de las características geométricas y mecánicas de ésta. Generalmente, estas frecuencias adquieren el nombre de modos de vibración propios del sistema. Así pues, el criterio de diseño en cuanto a sistemas anti vibratorios se refiere dependerá en gran medida, además de la propia capacidad amortiguadora que posea cada material, del rango de frecuencias que se desee atenuar.

2.1.6.1. *Conceptos previos*

A continuación, se explicarán una serie de conceptos fundamentales previos sobre las características de las ondas para poder comprender y aplicar posteriormente la teoría de las vibraciones.

De forma general, un movimiento vibratorio armónico simple, (cuya trayectoria sigue una senoide) tiene dos características fundamentales: su frecuencia " f " y su amplitud " A ".

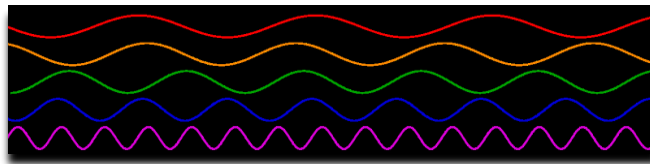


Figura 0.1. Ejemplos de ondas de distintas longitudes de onda. Fuente: Elaboración propia.

2.1.6.2. *Absorción de las ondas*

Los elementos de disipación de los sistemas vibratorios son los que fuerzan la pérdida de energía del mismo. Además, estos elementos poseen como característica una relación entre una fuerza aplicada y la respuesta correspondiente de velocidad.

Este tipo de elementos posee unas ciertas características especiales ya que se considera que no tienen inercia, ni medios de almacenar o liberar energía potencial. El movimiento mecánico impartido a estos elementos se convierte en calor o sonido y, por tanto, se les denomina no conservativos o disipativos porque el sistema mecánico no puede recuperar esta energía.

Existen distintos tipos comunes de mecanismos de amortiguamiento que se usan para modelar los sistemas vibratorios. Entre ellos, el que se utiliza normalmente es el amortiguamiento viscoso debido a su simplicidad. A continuación, se explicará brevemente su fundamentación.

El fundamento de este tipo de amortiguamiento se puede asimilar al que ofrece un líquido viscoso que fluye a través de una ranura o alrededor de un émbolo en un cilindro. Entonces, la fuerza de amortiguamiento que se genera es

proporcional a la velocidad relativa entre los dos límites que confinan al líquido. La magnitud de la fuerza del amortiguador $F(\dot{x})$ siempre actúa en la dirección opuesta a la de la velocidad y es una función no lineal de la velocidad (aunque en determinadas ocasiones puede considerarse cuasi-lineal, lo cual depende del sistema en sí o del rango de la velocidad). En el caso lineal, la relación se expresa como

$$F(\dot{x}) = c\dot{x}$$

donde c es la constante de proporcionalidad denominada “coeficiente de amortiguamiento”.

Por su parte, para un sistema en el que tengan lugar vibraciones traslacionales de un solo grado de libertad, el factor de amortiguamiento o relación de amortiguamiento ξ se define de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_n} = \frac{c}{2\sqrt{km}} = \frac{c\omega_n}{2k}$$

Donde c es el coeficiente de amortiguamiento anteriormente mencionado, k es la rigidez del sistema y m es la masa del sistema. El factor de amortiguamiento resulta por tanto un parámetro adimensional.

Dentro de la ecuación anterior, se denomina amortiguamiento crítico c_c a la expresión del denominador como se muestra a continuación:

$$c_c = 2m\omega_n = 2\sqrt{km}$$

Por lo tanto, la razón de amortiguamiento se puede expresar de nuevo de la siguiente forma:

$$\xi = \frac{c}{c_c}$$

Cuyo valor marcará una nueva manera de clasificar los sistemas discretos que se están estudiando en este apartado. De esta forma, se denominará sistema subamortiguado a aquél cuyo factor de amortiguamiento se encuentre en el

intervalo $0 < \xi < 1$; se denominará sistema sobreamortiguado a aquél cuyo factor de amortiguamiento $\xi > 1$ y se denominará sistema críticamente amortiguado aquél cuyo factor de amortiguamiento sea $\xi = 1$. Esta distinción jugará un papel fundamental en el desarrollo del nuevo producto, pues tal y como se verá en el apartado siguiente, de ello dependerá la amplitud de los picos máximos de vibración.

Finalmente, se verán algunas maneras alternativas de representar la razón de amortiguamiento en función de los parámetros de frecuencia natural y factor de amortiguamiento. En este sentido, sustituyendo las ecuaciones anteriores se obtiene:

$$\frac{d^2x}{dt^2} + 2\xi\omega_n \frac{dx}{dt} + \omega_n^2 x = \frac{f(t)}{m}$$

Como puede verse en esta ecuación, las diferentes soluciones que se calculan a partir de ella dependen fundamentalmente de la forma de la función $f(t)$ y de las cantidades ω_n y ξ , por ello, estos dos últimos parámetros son muy importantes a la hora de considerar los diferentes casos a estudiar a partir de dicha ecuación diferencial.

Asimismo, es de gran utilidad la introducción del tiempo adimensional $T = \omega_n t$ que puede expresarse como:

$$\frac{d^2x}{d\tau^2} + 2\xi \frac{dx}{d\tau} + x = \frac{f(\tau)}{k}$$

Esta manera de dejar indicada la ecuación que gobierna los movimientos de los sistemas discretos de un grado de libertad es muy útil a la hora de extraer las distintas soluciones.

2.1.6.3. Frecuencia de corte

Desde el punto de vista de las excitaciones dinámicas (como aquellas producidas por un vehículo ferroviario), resulta especialmente interesante estudiar cómo varía la respuesta del sistema dependiendo de la frecuencia a la que actúa la

excitación. De este modo, se debe tener en cuenta que cuando esta frecuencia se aproxime a la frecuencia natural de vibración del sistema, se alcanzará un máximo en los desplazamientos que dependerá en gran medida del tipo de sistema existente. De este modo, el pico será mayor cuanto menor sea el factor de amortiguamiento, llegando a infinito cuando $\xi = 0$ y pasando desapercibido cuando este parámetro se aproxime a la unidad. Este hecho se puede apreciar en la siguiente figura, donde $H(\Omega)$ es la amplitud máxima que se registra para el movimiento y Ω es el cociente entre la frecuencia de la fuerza excitadora $f(t)$ y de la frecuencia natural de vibración del sistema.

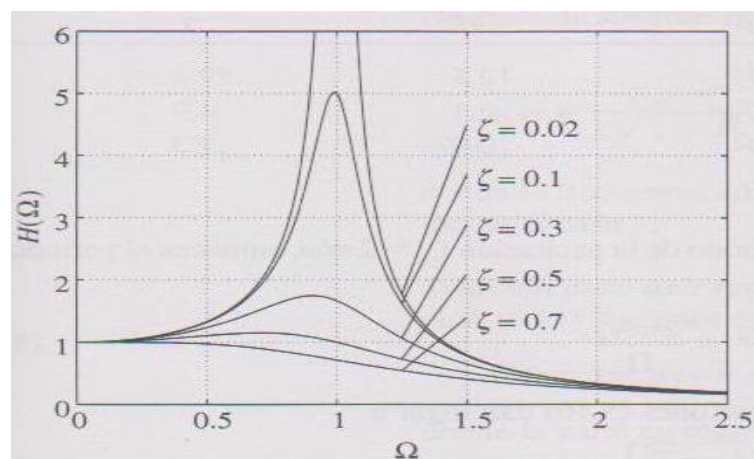


Figura 0.2. Respuesta sistema de 1 gdl frente a una excitación armónica. Fuente: (52)

Por tanto, como cabe esperar, el coeficiente de amortiguación será diferente para cada frecuencia, pues habrá bandas de frecuencia que se amortiguarán más que otras. Esta variabilidad, además, se verá influenciada por los distintos materiales que compongan el sistema, ya que cada uno tendrá una amortiguación distinta a distintas frecuencias. No obstante, no se trata de un comportamiento arbitrario, pues existen ciertos patrones que siguen algunas estructuras y/o materiales, en lo que a mitigación de vibraciones se refiere, que pueden ser aprovechados a la hora de ser usados como elemento mitigador.

En este sentido, según observaciones realizadas en ensayos experimentales que han estudiado el comportamiento de la transmisión de vibraciones de un estrato de terreno sobre un estrato rocoso, y de acuerdo con Wolf (53), existe una

frecuencia de corte por debajo de la cual no se puede inducir ninguna vibración en el estrato de suelo. Esta frecuencia quedará definida por el cociente $c/4H$, donde H representa la profundidad y c la velocidad de propagación de la onda.

Basándose en esa hipótesis, se han diseñado bases rígidas artificiales (compuestas de hormigón) que provocan un efecto similar al de los lechos rocosos. De esta manera, en el suelo no se reproducirán frecuencias por debajo de esta frecuencia de corte o frecuencias de paso bajo, lo cual es especialmente deseable en el caso de las vibraciones inducidas por el ferrocarril, puesto que son las vibraciones de bajo rango las que mayor repercusión tienen sobre el ser humano (54).

Si analizamos el amortiguamiento desde un punto de vista matemático [Wolf & Song (55)], para situaciones generales en las que la rigidez del suelo aumenta con la profundidad, podemos asumir que el módulo de cortante y la densidad varían de la siguiente forma:

$$G(r) = G_0 \left(\frac{r}{r_0} \right)^g$$

$$\rho(r) = \rho_0 \left(\frac{r}{r_0} \right)^m$$

Donde r es la coordenada radial medida desde el origen, G_0 y ρ_0 son los valores correspondientes a la interfaz suelo estructura y g y m son valores reales. La velocidad de las ondas de corte la podríamos escribir como:

$$c_s(r) = \sqrt{\frac{G(r)}{\rho(r)}} = c_{s0} \left(\frac{r}{r_0} \right)^{\frac{g}{2} - \frac{m}{2}}$$

$$c_{s0} = \sqrt{\frac{G_0}{\rho_0}}$$

Si dividimos el semiespacio infinito en infinitas celdas de tamaño infinitesimal, cuando el límite r tienda a infinito, las fuerzas inerciales serán las que dominarán sobre las fuerzas elásticas de recuperación en cada una de las celdas, por tanto, la energía se propagará pero se irá mitigando debido a la radiación radial. Este fenómeno se satisface por la siguiente ecuación para todas las frecuencias:

$$C_s(r) < C_{s0} \frac{r}{r_0}$$

Cuando las fuerzas restaurantes elásticas dominan sobre las inerciales, no se propaga energía y la radiación radial se desvanece. Esto ocurre cuando:

$$C_s(r) > C_{s0} \frac{r}{r_0}$$

No obstante, existe un caso intermedio, en el que:

$$C_s(r) = C_{s0} \frac{r}{r_0}$$

En este caso, las fuerzas restaurantes elásticas y las fuerzas de inercia dominan para las frecuencias suficientemente pequeñas y suficientemente grandes respectivamente. Por tanto, queda demostrado que existe una frecuencia de corte, por debajo de la cual no se transmiten las ondas.

2.1.7. Medidas de mitigación existentes

Debido al crecimiento que ha experimentado la industria del ferrocarril en las últimas décadas, se han empezado a desarrollar una gran cantidad de nuevas tecnologías para la solución de problemas específicos como es el caso de las vibraciones inducidas por el tráfico ferroviario.

En muchos países, de forma habitual se incorporan elementos elásticos o rígidos que permiten o facilitan la introducción de mayores cargas o velocidades, evitando así fenómenos producidos por las vibraciones que puedan degenerar en patologías. Las posibilidades de disposición de estos elementos son múltiples (pues permiten adaptarse tanto a vías convencionales como a vías en placa y se pueden situar entre diversos elementos del paquete de vía).

No obstante, a día de hoy no existe un método de mitigación general aplicable a todos los casos que se puedan presentar en la realidad, pues el tratamiento de cada situación particular dependerá de muchos factores, como el mecanismo de generación dominante (ya sea el paso de la carga cuasi-estática o las fuerzas dinámicas) o la interacción entre el terreno y la estructura de vía.

En cualquier caso, de forma general, se puede afirmar que si el mecanismo de generación dominante son las fuerzas dinámicas originadas por los defectos de vía, entonces la mejor estrategia será la corrección de dichos defectos y la alineación de los carriles. Un ejemplo de esto que ayudaría mucho a reducir el problema es la eliminación de los defectos de onda larga en el perfil longitudinal de los carriles. Por el contrario, si el mecanismo de generación predominante es el paso de la carga cuasi-estática, la corrección de los defectos del carril no supondrá ningún beneficio significativo.

Por lo tanto, en este apartado se va a realizar un resumen a las soluciones más comúnmente utilizadas para la mitigación de vibraciones, citando tantos estudios experimentales como soluciones comerciales implementadas en vía.

2.1.7.1. Sujeciones

Se denomina sujeción al conjunto de elementos cuyo objeto es dar continuidad estructural a la vía. La sujeción se constituye a partir de los elementos que fijan el carril asegurando una posición estable del mismo sobre la traviesa.

Existen dos tipologías distintas de sujeciones: las rígidas y las elásticas. La ventaja fundamental de las sujeciones de carril elásticas sobre las rígidas consiste en permitir movimientos verticales del carril al paso de las circulaciones, amortiguándose la energía de los choques que se producen. Estos movimientos deben existir sin ningún juego entre el carril y la traviesa y, para ello, se diseñan unos componentes elásticos (grapas, clips) encargados de apretar el carril sobre la traviesa que funcionan como un muelle, absorbiendo las deformaciones de las placas de asiento de los carriles, así como generando una disminución de las vibraciones que se transmiten al resto de la infraestructura. Si conseguimos incrementar la flexibilidad de estos elementos conseguiremos aumentar su capacidad para amortiguar vibraciones y, por tanto, disminuir su transmisión al entorno. Esto resulta fundamental especialmente en el caso de vía en placa, puesto que la gran rigidez de las mismas provoca picos en las aceleraciones que pueden resultar inaceptables.

Las sujeciones de alta resiliencia son una solución bastante estandarizada a la hora de obtener menores niveles sonoros y vibratorios. Estudios muestran que, comparando con sujeciones rígidas, el uso de sujeciones de alta resiliencia proporciona reducciones en el ruido emitido de entre 3 y 6 dB(A) (56). El uso de sujeciones de alta resiliencia del carril se realiza con sus soportes precargados con muelles especialmente diseñados con una carga del orden del 80% la estática de proyecto, de tal manera que cuando el tren circula sobre los mismos éstos se descargan y absorben las vibraciones generadas. Estos elementos son especialmente eficaces en el rango de frecuencias entre 30 y 100 Hz [6].

Desde el punto de vista comercial, existen distintas soluciones que buscan una reducción de vibraciones mediante la variación de rigidez, entre las que destaca la VANGUARD (57) fabricada por Pandrol.



Figura 0.3. Sujeción Vanguard. Fuente: (57)

Otra sujeción de alta resiliencia destacada es la DFF ADH (58), también de Pandrol.

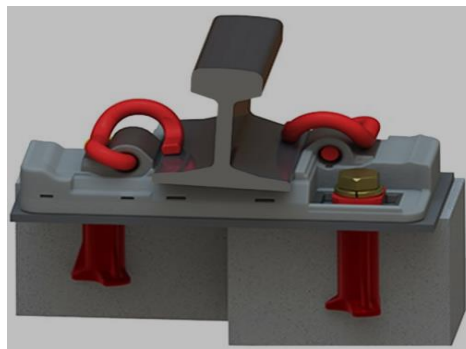


Figura 0.4. Sujeción DFF/ADH. Fuente: (58)

Existen mecanismos patentados como el *Rail Vibration absorber and fastening mechanism* (59) basados en un mecanismo de amortiguación dinámica.

2.1.7.2. Placas de asiento

El uso de las traviesas de hormigón frente a soluciones más convencionales como las traviesas de madera ha derivado en un notable incremento en la rigidez del paquete de vía (60). Este hecho ha obligado a proyectar el uso de un elemento elástico adicional entre el carril y la traviesa capaz de reducir este aumento de rigidez, evitando así en la medida de lo posible la transmisión de grandes tensiones y vibraciones a los demás elementos.

En este sentido, las placas de asiento proporcionan la elasticidad necesaria, permitiendo entre otras cosas la amortiguación de vibraciones “del carril hacia abajo” (lo cual repercute positivamente en todos los elementos del paquete de vía a excepción del propio carril donde puede llegar a incrementarlas). De esta forma, si el valor de elasticidad resulta muy alto, se puede producir un aumento de vibraciones en el propio vehículo que afectará a los usuarios del servicio.

Atendiendo a su rigidez, las placas de asiento se pueden clasificar en blandas ($K < 80$ kN/mm), medias ($80 < K < 150$ kN/mm) y en duras ($K > 150$ kN/mm) (59). En la tabla siguiente se muestran algunos de los valores de rigidez típicos usados en Europa.

País	Línea	Rigidez vertical placa de asiento (KN/mm)
<i>Francia</i>	Líneas convencionales	150
	Líneas alta velocidad	90
<i>Alemania</i>	Líneas convencionales	500
	Líneas alta velocidad	500
	-Hannover-Wüzburg	500
	-Mannheim-Stuttgart	500
	-Hannover-Berlin	60
-Contorno de Stendal	27	
<i>España</i>	Líneas alta velocidad	500
	-Madrid-Sevilla	100
	-Madrid-Barcelona	100
<i>Italia</i>	Líneas alta velocidad	100
<i>Bélgica</i>	Líneas alta velocidad	60
	Líneas convencionales	100

Figura 0.5. Rigidez vertical de la placa de asiento en diferentes países europeos. Fuente: (61)

De lo explicado hasta el momento, resulta complejo encontrar el valor óptimo de rigidez que permita la menor afección a todos los elementos integrantes del paquete de vía. En este sentido surgen diversas investigaciones como la llevada a cabo por Teixeira (62) donde se plantea la cuestión de saber hasta cuánto se podría disminuir la rigidez de la placa para conseguir la mayor amortiguación sin que surjan dificultades provenientes del comportamiento dinámico del sistema vehículo-estructura, concluyendo que la rigidez óptima para vías de alta velocidad

se sitúa en los 60 kN/mm. Otros estudios, como los realizados en *Elasticidad de la vía con y sin balasto* (63), relacionan la energía disipada y la rigidez vertical en base a dos criterios principales: que al disminuir la rigidez se conseguía una reducción de los esfuerzos dinámicos y que el aumento de la rigidez producirá mayor fatiga y menor energía disipada en los distintos elementos. Bajo estas circunstancias, se concluyó que el valor óptimo de la placa de asiento se encuentra en los 60 kN/mm.

Desde el punto de vista comercial, existen distintas soluciones que buscan una reducción de vibraciones mediante la variación de rigidez, entre las que destaca Trackelast railpads (64) de Tiflex. Estos elastómeros están diseñados para mitigar el efecto de las cargas dinámicas producidas por el paso de los trenes, reduciendo las cargas transmitidas a las traviesas y al resto de la vía. Existe disponibilidad de espesores desde 12 hasta 25 mm. El nivel de mitigación alcanzado dependerá de la carga por eje, la velocidad y la propia estructura, no obstante reducciones de 5-10 dB son aseguradas por el fabricante.

Otra solución muy usada es el Corkelast (65) de Edilon, en este caso se trata de una solución para carril embebido. El sistema elástico de fijación del carril actúa absorbiendo las frecuencias medias y altas de las vibraciones que se originan por el contacto rueda-carril. El soporte continuo del carril elimina las variaciones de rigidez de soporte lo que tiene un efecto beneficioso sobre el contacto rueda-carril y retrasa la aparición de desgaste del carril. Se debe subrayar que ese efecto reduce el ruido y la emisión de vibraciones lo que es especialmente importante en zonas urbanas.

2.1.7.3. *Suela bajo traviesa*

Otra solución muy estandarizada a la hora de mitigar vibraciones son las suelas elásticas bajo traviesas de hormigón, cuyo poder de mitigación de vibraciones es relativamente bajo (66). Estos elementos se emplean como sustituto del aumento del espesor de la capa de subbalasto [lo que acaba dificultando la ejecución de la superestructura al tener que incrementar la compactación (67)] y suelen disponerse en elementos singulares como desvíos, transiciones o zonas donde se requiera una reducción de las vibraciones y nivel sonoro (68).



Figura 0.6. Suela elástica bajo traviesa. Fuente: (62)

La utilización de suelas elásticas reduce claramente el espectro de valores que adopta la velocidad de las partículas de balasto, comparándolo con valores registrados en una vía convencional (69), disminuyendo las vibraciones transmitidas por este. No obstante, también tiene otros beneficios, pues su utilización genera una mejor distribución de las cargas que se transmiten hacia capas inferiores y menor efecto de abrasión del balasto. De este modo, las traviesas que apoyan directamente sobre el balasto usan solo el 3-4% de su superficie, sin embargo, las traviesas dotadas de suelas elásticas aumentan su superficie de contacto hasta un 30% (70).

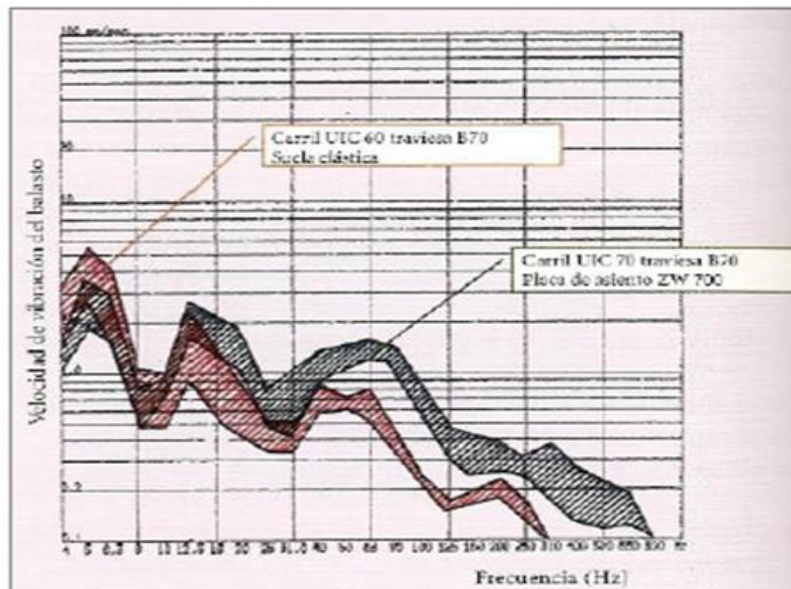


Figura 0.7. Velocidad de vibración en vías con y sin suelas elásticas. Fuente: (71)

Para su fabricación se utilizan generalmente láminas con un espesor de 10-20 mm compuestas principalmente por elastómeros como poliuretano, caucho y copolímero de etileno y acetato de vinilo (EVA) [(72), (73)]. Estas pueden estar materializadas por dos capas: un núcleo situado en el interior de la traviesa que proporciona las características necesarias para la amortiguación y una capa elástica en la parte inferior cuya misión es proteger el núcleo resistente. Se emplea tanto en traviesas monobloque como bi-bloque (74) con espesores entre 6 y 20 mm.



Figura 0.8. Suela bajo traviesa. Fuente: (73)

Desde el punto de vista comercial, existen numerosas soluciones. Una de ellas es el sistema CDM-USP (75) desarrollado por CMD.

En lo que se refiere a sus características como elemento mitigador, reduce el nivel de vibraciones entre 10 y 15 dB y el nivel de ruido en 1dBA (en función de la rigidez del elemento escogido).

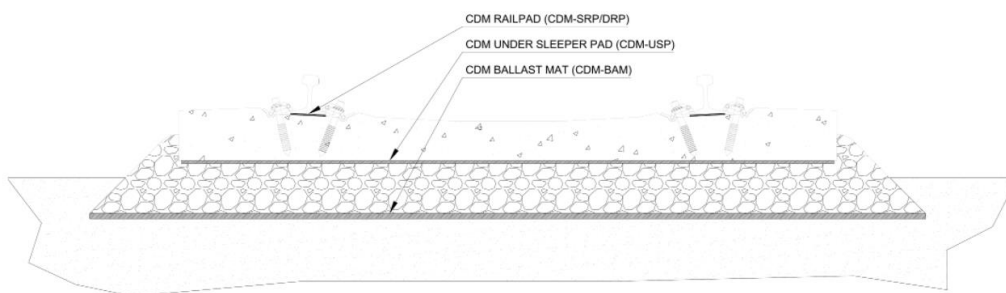


Figura 0.9. Suela bajo traviesa CMD-USP. Fuente: (75)

Otra solución comercializada es la SLS-USP (76), comercializada por GETZNER que permite conseguir una reducción destacada en el nivel sonoro (en función de la frecuencia) como se muestra en el siguiente gráfico:

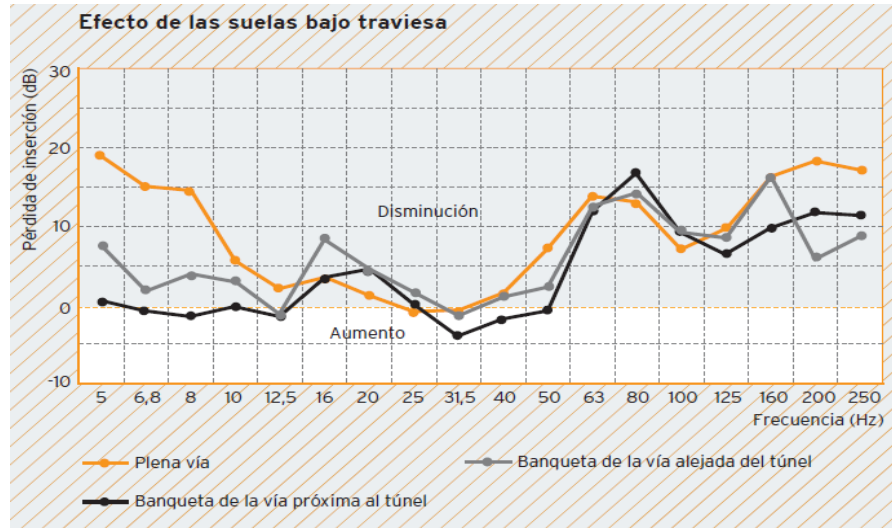


Figura 0.10. Pérdida de inserción en suela bajo traviesa SLS-USP. Fuente: (77)

Dentro de este modelo concreto, existen tres materiales disponibles para tres grados distintos de rigidez que cubren por completo el espectro de posibles aplicaciones (desde la protección altamente eficaz contra vibraciones hasta la mejora de la calidad del asiento de vía). Los tres materiales existentes son:

- SLB – material elastoplástico
- SLS – material elástico con componente amortiguadora
- SLN – material altamente elástico sin componente amortiguadora

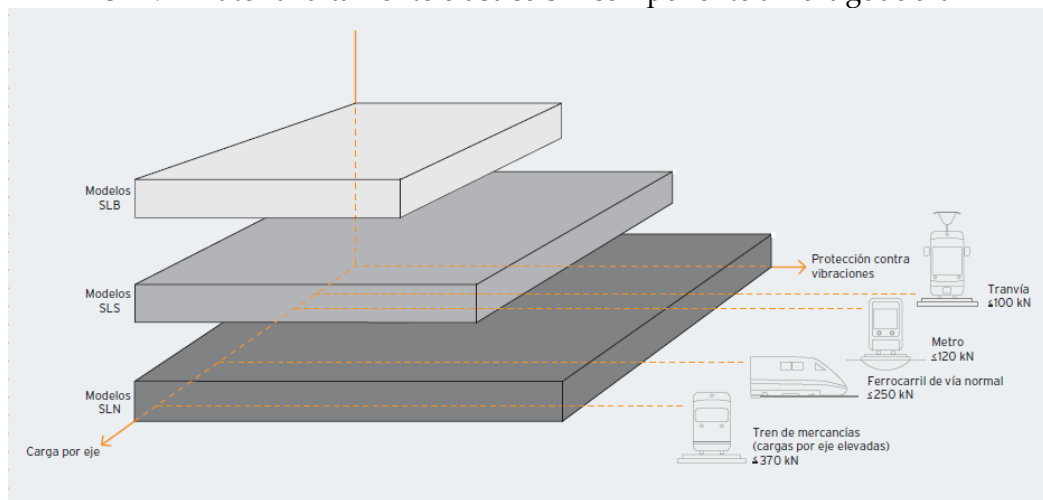


Figura 0.11. Modelos y cargas soportadas de la suela bajo traviesa SLS-USP. Fuente: (80)

2.1.7.4. *Traviesas envueltas en cajones elásticos*

Otra tipología de elementos de naturaleza similar a las anteriormente comentadas son las traviesas envueltas en cajones elásticos. Se trata de bloques independientes de hormigón armado, envuelto mediante una capa elastomérica que es acoplada en un cajón. Esto proporciona dos niveles elásticos a la vía, lo que genera dos niveles distintos de atenuación. Estos son especialmente utilizados en entornos urbanos donde se necesita un buen nivel de asilamiento debido a la presencia de edificaciones colindantes.

Una solución comercial de traviesas envueltas en cajones elásticos es la LVA HA (78), de Sonnveville. Se trata de un producto que es un 30% más ancho que el cajón estándar. La tasa de amortiguación debe ser diseñada individualmente para cada proyecto concreto, no obstante, la deflexión debe estar limitada hasta un máximo de 4 mm, lo que implica una rigidez de 10 kN/mm. Esta mayor deflexión mejora la atenuación de entre 5 y 10 dB sobre los 50 Hz comparados con vías en balasto. La frecuencia natural del sistema con estos elementos está en torno a los 30 Hz.

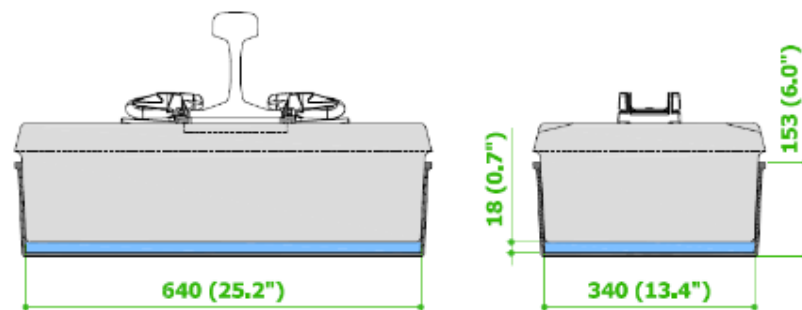


Figura 0.12. Dimensiones LVA HA. Fuente: (78)

Desde el punto de vista de la aplicación práctica de esta solución, se realizó una prueba en dos vías paralelas situadas en Hong Kong para valorar la variación en las vibraciones registradas (ambas con el mismo tráfico y las mismas condiciones). Los resultados, tal y como se puede ver en la siguiente figura, mostraron una reducción de entre 10 y 30 dB en función de la solución empleada (siempre para la circulación de trenes de 17.5 t por eje a una velocidad de 20 km/h).

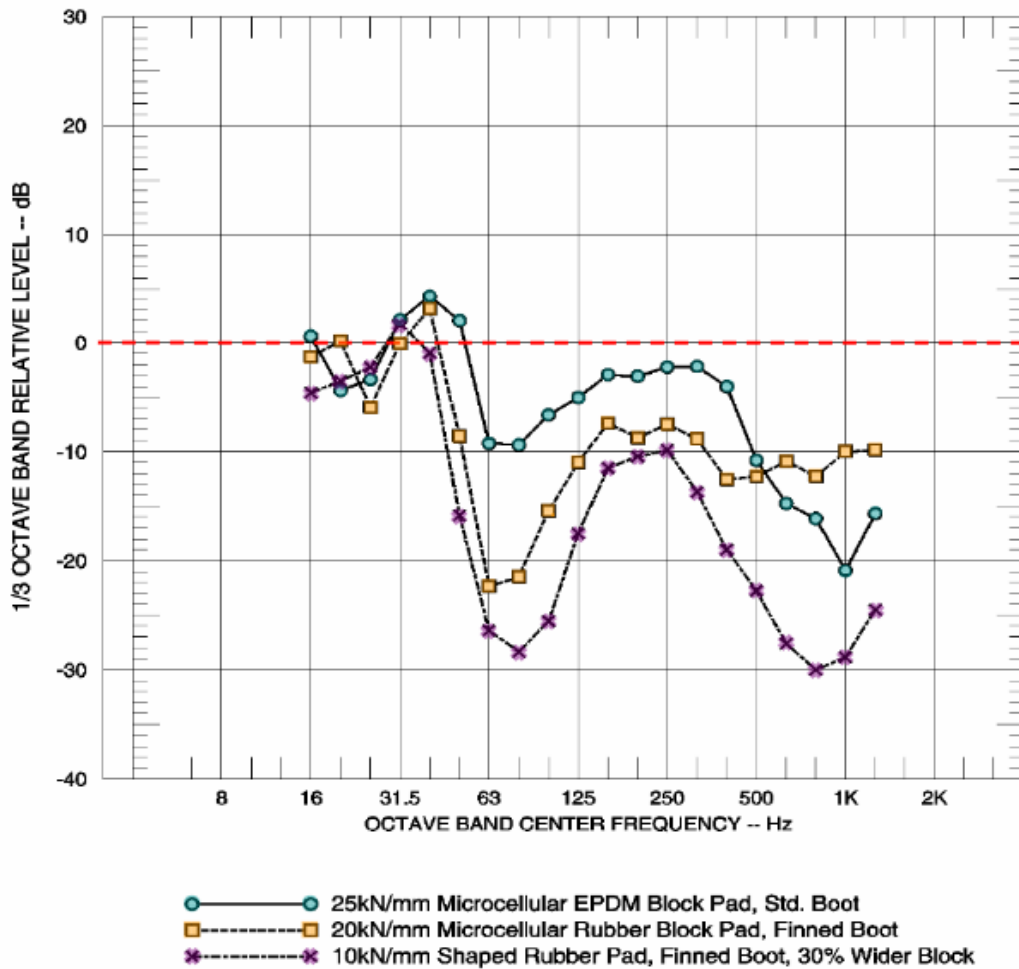


Figura 0.13. Pérdida de inserción para distintas variantes de la LVT en relación con un apoyo rígido. Fuente: (79)

El otro estudio fue realizado en una vía en Heitkamp. En ella se midieron las vibraciones a 16 metros de la fuente de excitación. Se obtuvieron reducciones de entre 5-10 dB para frecuencias sobre los 50 Hz, dependiendo de la banda del tercio de octava. En condiciones húmedas, esta atenuación se redujo entorno 2-3 dB.

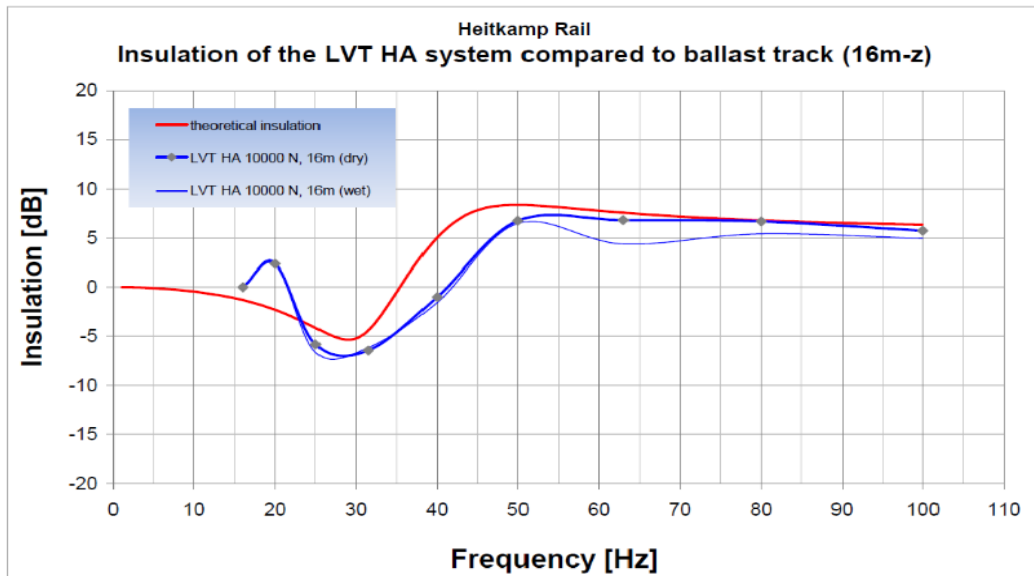


Figura 0.14. Atenuación vibratoria para el sistema LVT HA (Seco/húmedo) comparado con el sistema SDOF(30 Hz) Fuente: (78)

Otra solución comercial es HAS (High attenuation sleeper) de la francesa Sateba. Solución similar a la anteriormente comentada, pero en este caso se trata de una traviesa monobloque.

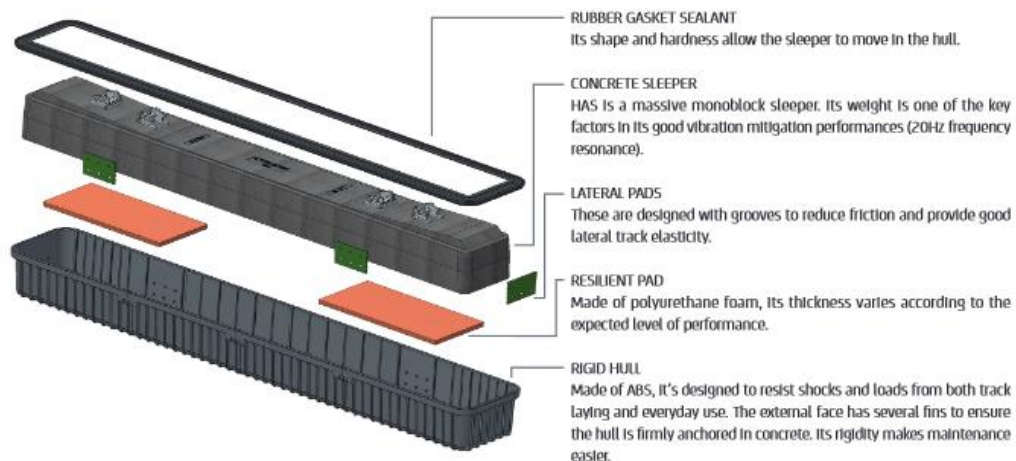


Figura 0.15. Componentes HAS. Fuente: (83)

Los resultados son muy positivos, puesto que el uso de este tipo de traviesa permite reducciones vibratorias del orden de los 20 dB para frecuencias de 63 Hz.

Mediante el uso de simulaciones se observó que para mayores frecuencias (en torno a los 100 Hz) se llegan a obtener reducciones de hasta 40 dB.

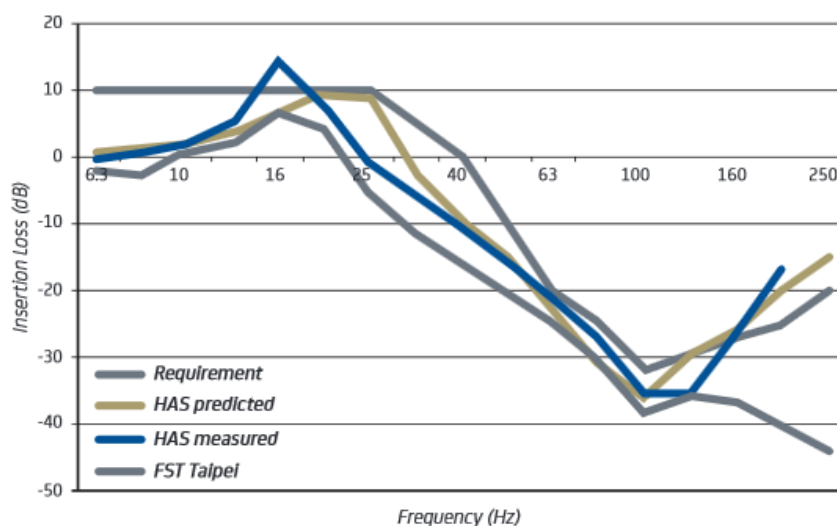


Figura 0.16. Pérdida de inserción a distintas frecuencias para traviesas HAS. Fuente: (80)

2.1.7.5. Mantas elásticas

Otra medida adoptada para la amortiguación de vibraciones y absorción de energía procedente del paso de trenes es la introducción de una manta elástica entre la capa de balasto y la subestructura. Esta medida resulta de gran aplicación en zonas donde se requiera una reducción de vibraciones y niveles sonoros (63), pero su composición y diseño puede ser muy variado en función de las necesidades particulares.

Su funcionamiento se basa en la capacidad de deformación y disipación de energía que le confieren tanto los materiales que la componen como su espesor y su densidad (81). En este sentido, dentro de los distintos tipos de mantas que se pueden encontrar actualmente en el mercado destacan las siguientes:

- Mantas fabricadas mediante presión de mezcla homogénea de granulados de neumático fuera de uso (NFU) ligados mediante una resina de matriz polimérica, con la posibilidad de incorporar algún aditivo o compuesto complementario que mejore las prestaciones del producto. Este tipo de mantas tienen especial aplicación en aquellas

zonas sensibles de sufrir fenómenos de vibración debido a la proximidad de edificios (82).

- Mantas constituidas con gránulos de caucho, pero que además se han incorporado fibras que dan lugar a una amplia gama de especificaciones mecánicas (83).
- Mantas elásticas bi-capa (84) formadas por una capa de distribución de carga que se sitúa en la parte superior de la manta y que está formada por un geotextil de alta resistencia (que permite la distribución de cargas y un reparto más uniforme en las capas inferiores) y otra capa elástica compuesta por materiales de poliuretano microcelular (que permite la deformación y amortiguación de cargas).



Figura 0.17. Manta elástica bajo capa de balasto. Fuente: (85)

Sin embargo, su coste económico es elevado, por lo que se buscan soluciones alternativas (como la reducción de rigidez de las placas de asiento o la introducción de balasto más resistente a la abrasión). En cualquier caso, las mantas elásticas siguen siendo necesarias para impedir la propagación de las vibraciones hacia el exterior de la plataforma (69).

A modo de ejemplo práctico, pueden citarse la utilización de estos elementos en líneas de alta velocidad como la de Madrid-Barcelona-frontera francesa, en la estación de Segovia, y en las localidades de Vilafranca del Penedés y Martorell (86).

Desde el punto de vista comercial, la manta CDM-UBM (87) desarrollada por CDM proporciona un gran aislamiento registrando reducciones que alcanzan los 25 dB. Otra de las soluciones comerciales es SYLOMER D (88), de GETZNER.

Eficiencia del aislamiento vibratorio

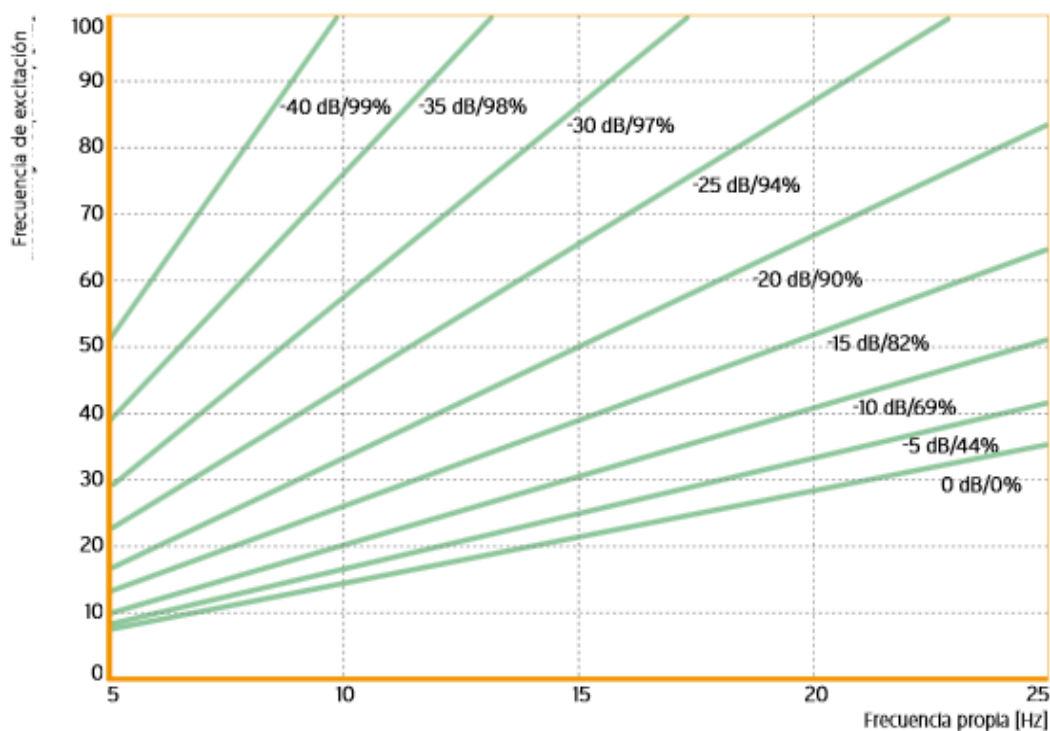


Figura 0.18. Reducción de la transmisión de las vibraciones mecánicas mediante la instalación del material elástico Sylomer SR 55. Fuente: (89)

MATRACK (90) es otra solución comercial proporcionada por ISOLGOMMA.

PHYSICAL CHARACTERISTICS	Unit	Matrack AVC 500						Tolerance
Nominal thickness	mm	15	20	25	30	40	50	± 5
Length	m	up to 3,0						± 1
Width	m	up to 1,2						± 1
Density	kg/m ³	500						± 5%
Backing superficial mass	g/m ²	120						
Colour		black/blue						

TECHNICAL CHARACTERISTICS	Norm	Unit	Matrack AVC 500						Tolerance
Static Stiffnes ks	UNI 11059 - UNI 10570	N/mm ³	0,029	0,021	0,018	0,016	0,012	0,008	± 10%
Dynamic Stiffness kd	UNI 11059 - UNI 10570	N/mm ³	0,107	0,079	0,064	0,05	0,041	0,035	± 10%
Static Modulus of Elasticity Es	UNI 11059	N/mm ²	0,450	0,430	0,460	0,490	0,480	0,400	± 10%
Dynamic Modulus of Elasticity Ed	UNI 11059	N/mm ²	1,650	1,620	1,640	1,520	1,640	1,750	± 10%

Tabla 2.4. Características mecánicas del sistema MATRACK. Fuente: (91)

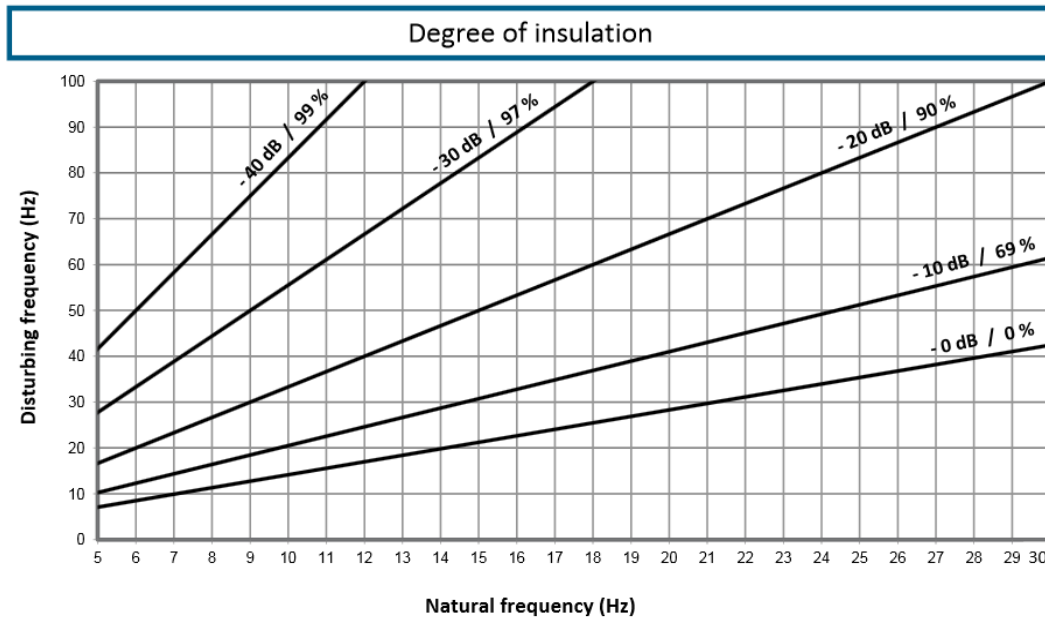


Tabla 2.5. Grado de aislamiento de la solución MATRACK. Fuente: (60)

Otra solución comercial es la proporcionada por EDILON SENDRA, la gama de productos TRACKELAST (92).

2.1.7.6. Estructuras apoyadas sobre capas rígidas

En estos sistemas de vía en placa, las traviesas se disponen directamente sobre la placa principal sin estar embebidas, de modo que se aumenta la elasticidad del sistema con respecto a los sistemas monolíticos.

Dentro de esta familia las vías más características se encuentran la GETRAC y la ATD, ambas con placa principal asfáltica. GETRAC A3 (93) es un sistema de vía que presenta soporte directo de las traviesas de hormigón con una base multicapa formada por materiales asfálticos. La seguridad y posicionamiento de la vía se lleva a cabo manteniendo las traviesas pretensadas de hormigón en contacto con la capa superior de asfalto, anclándose cada 2 o 3 traviesas. Esta configuración permite la transferencia de fuerzas transversales de la vía a las capas inferiores, pues el gran peso que presentan las traviesas contrarresta la tendencia al levantamiento que presenta el emparrillado. Se trata de una vía muy efectiva con un mantenimiento muy reducido y con tiempos de construcción reducidos.

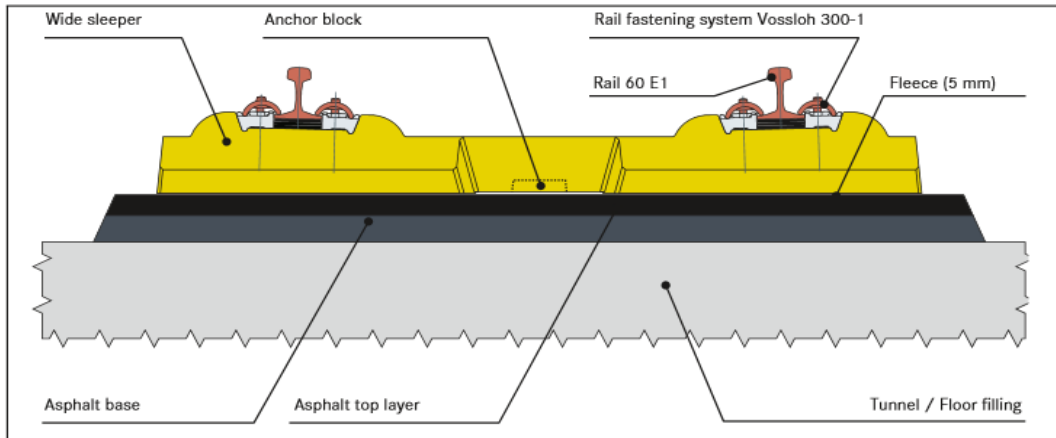


Figura 0.19. Sección transversal del sistema GETRAC A3. Fuente (94)

Para esta vía se han determinado reducciones de 5 dB para frecuencias de 40 a 50 Hz. No obstante, se pueden producir aumentos de vibraciones para frecuencias que no están dentro de este rango.

Otro sistema similar desarrollado por Railone es el sistema ATD (95). Este sistema se presenta como una vía en placa formada por traviesas bi-bloque apoyadas sobre una capa asfáltica. Se trata de un sistema muy similar al anterior, pero orientado a su instalación en entornos urbanos.



Figura 0.20. Sistema ATD de RAILONE. Fuente: (94)

2.1.7.7. Zanjas

Las zanjas se presentan como una alternativa factible y económica a los elementos anteriormente explicados que puede ser adoptada durante la fase de explotación para reducir las vibraciones. De este modo se facilita la posibilidad de adaptar esta medida una vez la vía ha sido puesta en servicio sin necesidad de

recurrir al levantamiento de la misma (lo cual puede ser especialmente útil en vías en placa).

Desde el punto de vista del estado del arte, el estudio de las zanjas ha sido ampliamente analizado desde dos puntos de vista: experimental y numérico. De entre los ensayos experimentales destacan los realizados por Leilei (96) que ensayó el efecto mitigador de zanjas de distintos grosores rellenas con espuma de células; Murillo et al. (97) quienes llevaron a cabo ensayos centrífugos para determinar la eficacia del poliestireno expandido (EPS) como material de relleno en las zanjas o Çelebi et al. (97) quienes realizaron ensayos de campo con zanjas vacías o rellenas con distintos materiales (bentonita, hormigón y agua). En cuanto a los modelos numéricos empleados para estudiar el efecto de las zanjas destaca el realizado por Ju (98) para vías de alta velocidad basado en el método de elementos finitos con contornos absorbentes; Yang y Hung (99) y Hung et al. (100) que emplearon un modelo bidimensional de elementos finitos e infinitos desarrollado por ellos mismos para analizar el efecto de las zanjas y de las cimentaciones elásticas en la reducción de vibraciones o el modelo de elementos finitos realizado por El Naggar y Chebab (101) para evaluar el comportamiento de distintas tipologías de zanjas en un suelo homogéneo descansando sobre un lecho rocoso.

Como se ha comentado anteriormente existen dos tipos de zanjas (vacías y rellenas) que puede ser clasificadas según su aislamiento en zanjas de aislamiento activo (aquellas muy próximas a la fuente de excitación) y zanjas de aislamiento pasivo (aquellas situadas a una distancia considerable de la fuente de excitación, pero relativamente cercanas al lugar donde se pretende reducir las vibraciones).

La principal diferencia entre ambas tipologías reside en el tipo de onda frente al cual van a tener que actuar. En el caso de aislamiento pasivo, las ondas incidentes consisten fundamentalmente en ondas de tipo Rayleigh. No obstante, las zanjas de aislamiento activo han de funcionar frente a varios tipos de onda; Ondas-S, Ondas-P y Ondas de Rayleigh. Así pues, las zanjas de aislamiento activo van a verse sometidas a mayores energías incidentes que las pasivas.

La discusión sobre cuál de estas dos metodologías es más eficiente es complicada. Sin embargo, a no ser que se pretenda proteger un lugar específico del

territorio algo alejado de la vía, en general las posturas adoptadas en la literatura consultada coinciden en que el método más eficiente y económico es el de adoptar un aislamiento activo. Por tanto, en un caso general, siempre se intentará construir las zanjas lo más cerca posible a la vía.

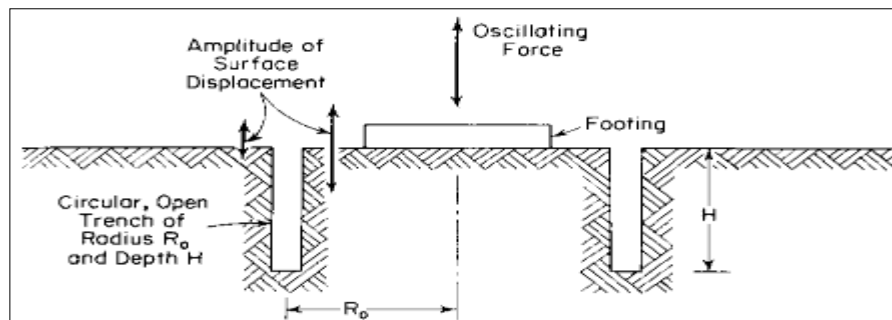


Figura 0.21. Ejemplo de un aislamiento activo mediante zanjas vacías para una fuerza armónica puntual. Fuente: (102)

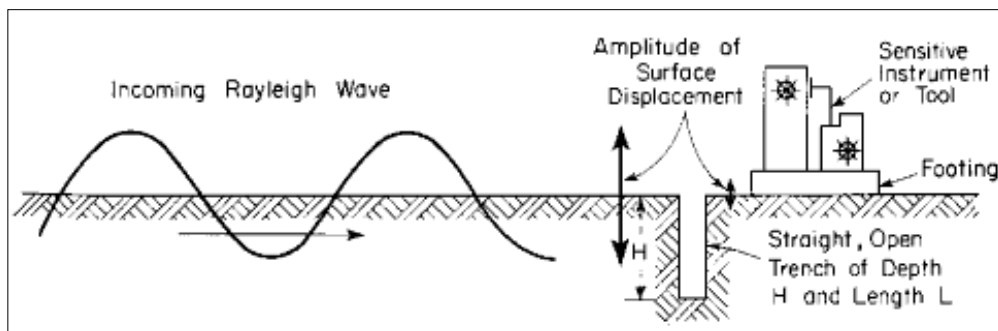


Figura 0.22. Ejemplo de un aislamiento pasivo mediante zanjas vacías situadas lejos de la fuente de excitación. Fuente: (103)

Desde el punto de vista comercial, existen soluciones implementadas en obra como es el caso de RIVAS WP4 ((104) y (105)) en la que se combinaron distintas soluciones mitigantes de vibraciones. El trabajo se concentró principalmente en tener en cuenta la existencia de las distintas capas del suelo, alterando sus propiedades con la finalidad de impedir la propagación de ondas. Las soluciones estudiaban zanjas abiertas, rellenas y bloques anti onda.

Las zanjas correspondientes a este proyecto se ensayaron en la red SBB Suiza. Se realizaron zanjas abiertas de sección rectangular cuya profundidad debía ser de al menos 0.6 veces la longitud de onda y se concluyó que el ancho no tenía una

influencia significativa en la mitigación. Las zanjas podrían ser de distintas tipologías como se muestra en la siguiente, pero por dificultades constructivas estaban limitadas a poca profundidad.

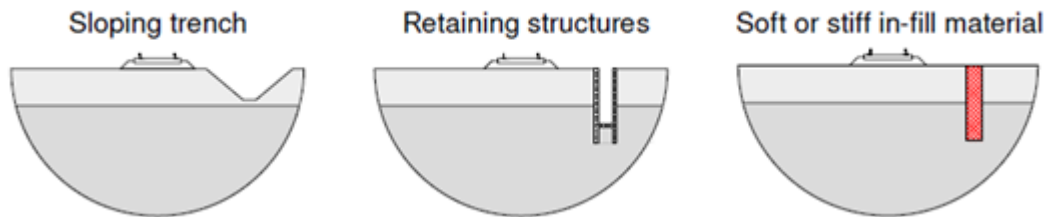


Figura 0.23. Zanjas mitigadoras construibles. Fuente: (104)

Con una zanja vacía de seis metros de profundidad en un terreno estratificado se lograron notables reducciones del nivel vibratorio por encima de la frecuencia de corte (figura siguiente), produciéndose ligeros aumentos adicionales cuanto mayor era la profundidad.

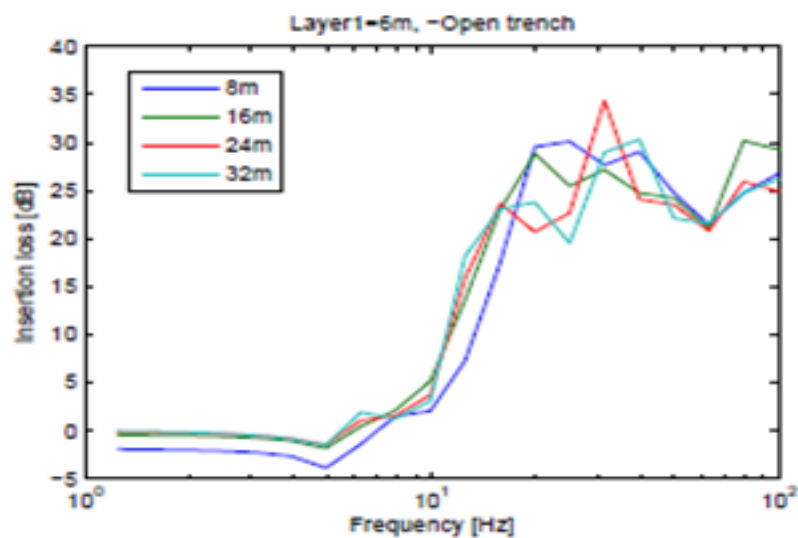


Figura 0.24. Zanjas mitigadoras construibles. Fuente: (104)

También se realizaron zanjas rellenas de materiales con bajas rigideces, obteniéndose reducciones de 5 dB para el rango de frecuencias situado entre 16 y 30Hz (figura siguiente).

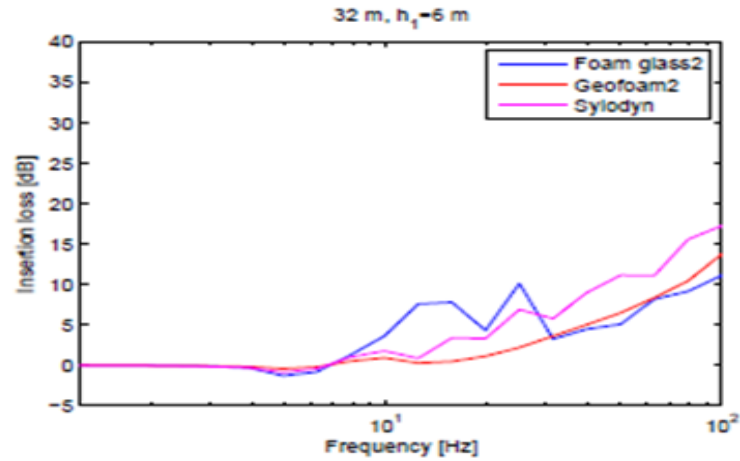


Figura 0.25. Zanjas mitigadoras construibles. Fuente: (104)

En RIVAS WP7 también se estudió una solución que se podría englobar dentro del concepto de zanjas: la rigidización de suelos. En este caso se implementó en un tramo de la red española perteneciente a ADIF.

Esta solución, además de ser una barrera para los frentes de onda vibratorios, supone un incremento de la estabilidad de la vía reduciendo asentamientos. Se materializa mediante fractura hidráulica y el uso de mezclas de cemento y lodos bentoníticos. La clave de su funcionamiento es la diferencia de rigidez que presenta la barrera en comparación con el suelo, siendo esta más efectiva cuanto más blando sea el suelo. Además, como ocurría con las zanjas, la profundidad tiene más influencia en los resultados a obtener que la anchura.

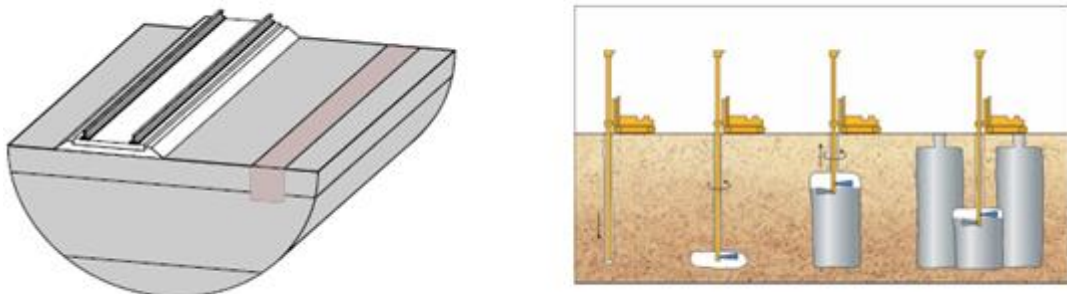


Figura 0.26. Rigidización de suelos. Fuente: (104)

No obstante, en este caso se debe cumplir que la longitud de la barrera sea como mínimo más larga que los trenes circulantes.

2.1.7.8. *Tratamientos del suelo*

Otra metodología usada para la mitigación de vibraciones ferroviarias es la utilización de las columnas de grava, cuyo objetivo es el de obtener un suelo tratado con características geotécnicas equivalentes: módulo de deformación, ángulo de rozamiento y cohesión resultantes de sumar los efectos de las propias características del suelo sin tratar más las que aporta la columna de grava. Aunque el comportamiento del suelo mejorado con columnas de grava no es homogéneo en toda la superficie tratada, desde un punto de vista teórico esta aproximación es válida. La superposición de características geotécnicas se muestra en la siguiente figura:

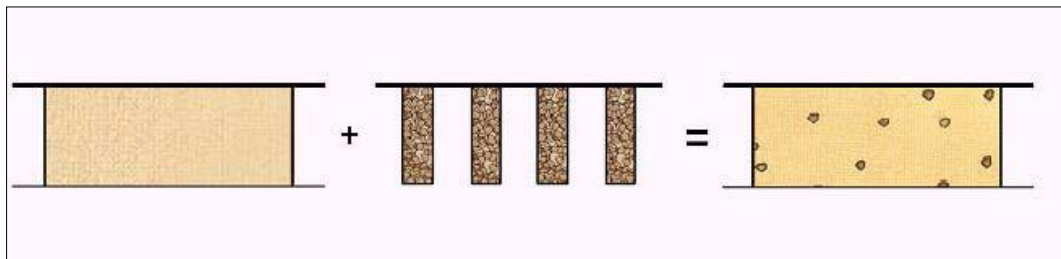


Figura 0.27. Esquema para mostrar el efecto teórico de la mejora de suelos mediante columnas de grava. Fuente: (106)

Y un ejemplo real de su aplicación en la siguiente figura:



Figura 0.28. Mejora de las propiedades del terreno sobre el que se emplaza la vía mediante columnas de grava. Fuente: (107)

La técnica del **Jet-GROUTING** es otro sistema de tratamiento de suelo que consiste en la inyección que aplica presiones altas en origen, lo que se traduce en velocidades altas de salida en toberas. Las altas velocidades de corte consiguen romper el suelo, desplazar parte de las partículas hacia fuera y mezclar el suelo restante con una lechada de cemento. El resultado final es un cuerpo sólido de suelo-cemento cuya resistencia y permeabilidad son diferentes a las del suelo original.

El tratamiento de los suelos por medio del *Jet Grouting* normalmente tiene dos objetivos esenciales: aumentar la resistencia y la capacidad portante del terreno por un lado, y disminuir la permeabilidad por el otro. Para aumentar la resistencia se puede utilizar cementos de alta resistencia y lechadas de menor proporción agua/cemento.

Para la ejecución de esta actividad se requiere maquinaria y personal altamente cualificado, debido a las características particulares de esta técnica y a los riesgos que implica utilizar altas presiones y velocidades de los fluidos: agua, aire y lechada.



Figura 0.29. Sección de un suelo tratado con Jet Grouting. Fuente: (107)

Hay estudios como el realizado por Courier et al. (108), donde se estudia experimental y numéricamente la efectividad del Jet-Grouting como medida mitigadora de vibraciones. En dicho estudio se instalaron columnas de jet-grouting junto a una vía convencional, registrando vibraciones antes y después de su instalación. El estudio concluyó que esta medida reducía las vibraciones en 5db para frecuencias por encima de los 8Hz, llegando a reducir hasta 12 dB en los 30 Hz.

2.1.7.9. Vibrocompactación

Por otra parte, la vibrocompactación es una técnica de mejora de suelos mediante vibración profunda. Es aplicable en suelos sin cohesión o poco cohesivos (generalmente con un contenido en finos inferior al 10%). La mejora de resistencia a corte del terreno se consigue por la reducción de huecos entre partículas gracias a la vibración producida por el vibrador en su proceso de entrar y salir del suelo tratado. Durante el tratamiento, que se ejecuta en forma de malla, se obtiene una compactación del terreno que deriva en una disminución del espesor de la capa tratada. Además, es una solución ideal para cargas dinámicas como las que supone el movimiento del tren. Asimismo, su procedimiento es muy respetuoso con el medio ambiente ya que no se necesita aporte de material a no ser que se pretenda recuperar la cota de terreno perdida durante el proceso de vibrado.

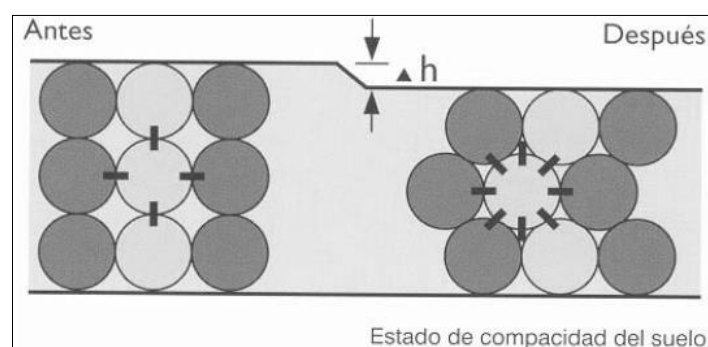


Figura 0.30. Efecto producido por la vibrocompactación en el estado de compactación del suelo. Fuente: (107)



Figura 0.31. Proceso de vibrocompactado de un suelo no cohesivo. Fuente: (107)

2.1.7.10. Bloques anti-onda (*wave-impeding blocks "wibs"*)

Como se ha visto anteriormente, las componentes principales de las vibraciones vienen controladas por los estratos de suelo más blandos y en general los más superficiales. El empleo de estos bloques anti-onda viene motivado por el mismo principio que las estrategias del apartado anterior, sin embargo, esta medida está más enfocada a actuar justo debajo de la vía.

El método consiste en rigidizar el apoyo de la vía mediante la sustitución directa del terreno mediante bloques macizos de hormigón. El objetivo es similar, por tanto, al del apartado anterior, pues se pretende modificar el régimen de propagación de los modos de vibración del estrato más blando. Esto se entiende desde el punto de vista de los diagramas de dispersión ya que, si se aumenta la rigidez de un terreno, sus curvas de dispersión se trasladan hacia la derecha y hacia abajo. Por tanto, el problema vendrá resuelto si la velocidad del tren es tal que su recta de velocidad ya no intersecta a ninguna curva de dispersión después de que ésta haya sufrido los cambios debidos a la rigidización del suelo.

El inconveniente de esta estrategia es que únicamente presenta una reducción significativa de las vibraciones de muy baja frecuencia.

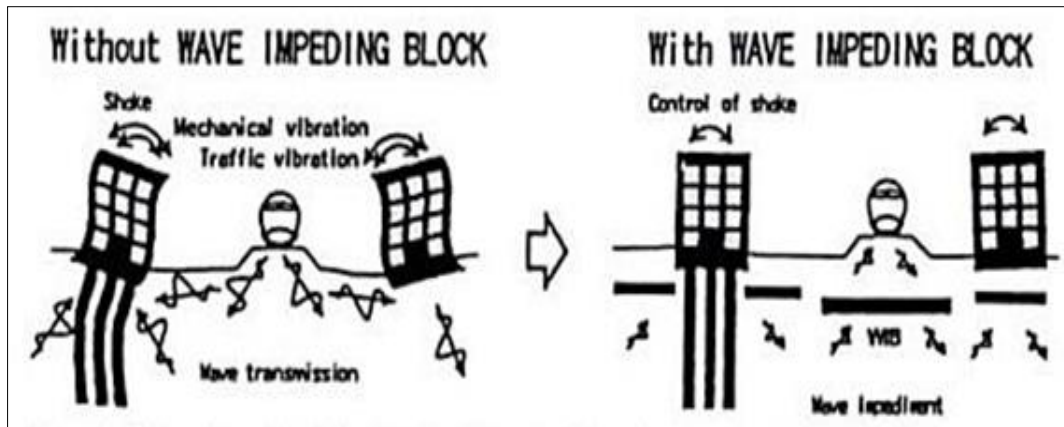


Figura 0.32. Efecto en la propagación de los bloques anti-onda (WIBs). Fuente: (109)

Existen estudios como el realizado por Coulier et al. (110), en el que se estudia el efecto de las barreras anti-onda como medida mitigadora de vibraciones. En ella se realiza un análisis en el dominio de la frecuencia y del número de onda de una vía de balasto junto a la que instalan bloques anti-onda, de cuyos resultados se obtiene una reducción significativa de las vibraciones en la superficie libre, si bien es cierto que no resultan efectivas en todo el espectro de frecuencias.

2.1.7.11. Actuaciones correctivas

Además de las medidas expuestas hasta el momento, también existe la posibilidad de actuar directamente sobre la vía una vez esta está en funcionamiento con el fin de reducir el nivel de vibraciones emitidas por el paso de vehículos.

En caso de vías sobre balasto se plantean soluciones como el cubrir el alma del carril con un material de amortiguamiento (lo cual deriva en una reducción sensible del nivel de ruidos y vibraciones, aunque en menor medida si la vía pasa por un túnel). Además, los amortiguadores del alma del carril no resultan afectados en los trabajos de bateado y rectificado.



Figura 0.33. Material de amortiguamiento en el alma del carril. Fuente: (111)

Otra opción es modificar el espesor de la capa de balasto, pues un espesor por encima de 30 cm no produce una mejora apreciable, aunque un espesor por debajo de dicho nivel sí que incide en un aumento del deterioro. Este punto está muy relacionado con el bateo y la necesidad de mantenimiento de la vía.

Finalmente, el engrasado de pestañas y de vía permite reducir el ruido y vibraciones mediante la modificación de la fricción en el contacto rueda-carril al paso por curvas cerradas, si bien es cierto que los aplicadores de vía solamente se emplean en situaciones puntuales ya que generan suciedad en la infraestructura y son difíciles de calibrar. De este modo, en función de las características del producto empleado como grasa (como pueda ser el Keltrak entre otros), una vez ésta se seca, contamina la capa de balasto produciendo una rigidización del mismo en las inmediaciones del engrasador.



Figura 0.34. Engrasador de carril. Fuente: (115)

2.1.7.12. *Actuaciones en el vehículo*

Como se ha observado, las estrategias empleadas en vía, en el medio de propagación o en recepción pueden ser muy efectivas. Sin embargo, también puede darse el planteamiento de actuar sobre los diferentes elementos del vehículo, no teniendo que ser éste un método peor que los anteriores.

Cuando la línea central del Metro de Londres se inauguró en 1900, las locomotoras eléctricas que se emplearon no disponían de amortiguación alguna. A su paso, producían terribles vibraciones en la superestructura de vía que se transmitían hasta causar graves molestias a los vecinos. Después de investigarse el caso, se modificaron todas las locomotoras introduciendo dispositivos de suspensión y reduciendo lo máximo posible su peso (de 44 toneladas a 31). Posteriormente se pudo comprobar que las nuevas locomotoras inducían vibraciones de menos de un tercio de la amplitud que las anteriores. Por lo cual, la suspensión de las masas y la reducción de los pesos es una estrategia básica a la hora de diseñar un vehículo ferroviario.

Los trenes de hoy en día disponen de una configuración de las masas de un modo diferente a la de hace unas décadas. Antes, el motor se solía apoyar en los ejes de rodadura de los vagones, formando parte de las masas no suspendidas y generando mayores vibraciones en la vía. Actualmente, dichos motores son soportados por los bogies, formando así parte de las masas semi-suspendidas y reduciéndose significativamente las excitaciones dinámicas en la vía.

Los trenes de mercancías son, con diferencia, los más pesados y por tanto los que más problemas dan en cuanto a la generación de vibraciones. En algunos países se ha adoptado la estrategia de dotar a los bogies de una doble suspensión. Esto ha supuesto notable mejora de su comportamiento dinámico, se ha observado que el registro de vibraciones se ha reducido considerablemente. De no actuar de esta forma, las suspensiones al final acaban por desgastarse. Esto conlleva mayores gastos en mantenimiento del vehículo.

El mecanismo de generación de las fuerzas dinámicas también puede reducir el nivel de vibraciones ocasionado. La reducción de las masas no suspendidas es uno de los objetivos que siempre se ha perseguido. Conduce a la reducción notable

de vibraciones originadas en el paso de la rueda por el carril con defectos de rugosidad.

Desde el punto de vista del mecanismo de generación del paso de la carga cuasi-estática, la distribución de los ejes en cada vagón afecta de un modo significativo a las frecuencias de las vibraciones de gran longitud de onda en el terreno. Estas distancias entre ejes pueden ser modificadas con el objetivo de evitar ciertas frecuencias no deseadas en el terreno.

Por lo tanto, la carga por eje, las propiedades de las masas no suspendidas, las suspensiones y el espaciamiento entre ejes son los parámetros del vehículo cuya modificación puede incidir muy positivamente en la reducción de vibraciones.

INVESTIGACIÓN DEL FENÓMENO DE LAS VIBRACIONES EN EL ÁMBITO FERROVIARIO

Una vez evaluado el estado del conocimiento, previamente a la obtención del diseño de la solución mitigadora de vibraciones más óptima, es necesario conocer en profundidad dicho fenómeno. Para ello, este apartado se va a centrar en el estudio del fenómeno de las vibraciones, desde la generación hasta la propagación, incluyendo los fenómenos de mitigación existentes.

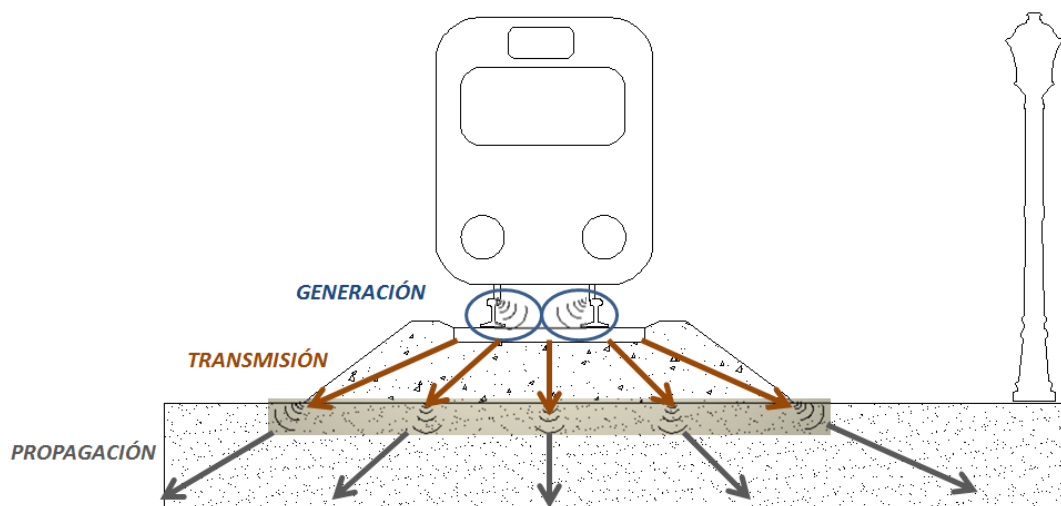


Figura 0.1. Mecanismo de generación-transmisión-propagación de las ondas.
Fuente: Elaboración propia

Lo primero que se debe conocer es que en todo fenómeno vibratorio en el campo de la ingeniería ferroviaria se van a producir tres fases: generación, transmisión y propagación (esto puede verse más claramente en la siguiente figura).

De este modo, una vez el fenómeno de generación ha tenido lugar, las ondas pasan a una segunda fase (de transmisión) en la cual se transfieren a través el paquete de vía hacia el terreno adyacente, dando lugar a la tercera fase (propagación) en las 3 direcciones del terreno. Este es un punto a tener muy en cuenta en todo proyecto en el ámbito de la ingeniería civil, y muy especialmente en el ámbito ferroviario, puesto que las vibraciones se presentan como la principal externalidad del transporte al afectar tanto a las cimentaciones cercanas como a las personas ajenas al servicio.

Dada la gran repercusión del fenómeno vibratorio sobre el entorno, el presente apartado busca sentar las bases teóricas que definen “la vida” de la onda, analizando todas las fases transcurridas desde que se genera hasta que desaparece. Para ello se estructura en torno a dos grandes puntos, coincidentes con las tres fases anteriormente mencionadas, donde se pretende abordar desde un punto de vista teórico el fenómeno vibratorio.

2.3.1. Mecanismo de generación de vibraciones

Tal y como se ha comentado en la introducción del apartado, el estudio del fenómeno vibratorio requiere del análisis de las tres fases que definen su comportamiento: la generación, la transmisión y la propagación.

Para el estudio de la primera de ellas (generación) debemos plantearnos la siguiente pregunta: ¿a qué se debe la existencia de vibraciones en el paso de un ferrocarril? La respuesta parece sencilla pero su análisis es complejo. A grandes rasgos, una vibración se genera debido la aplicación repetitiva de una carga (en este caso el paso de una rueda) sobre un determinado punto. Además, el propio contacto rueda-carril origina una sobrecarga dinámica que es fuente de generación de vibraciones, a la cual debemos sumar los posibles cambios de rigideces, trazado

y defectos existentes en los carriles y ruedas del tren, los cuales amplifican estos efectos aumentando notablemente su magnitud.

El origen de las vibraciones producidas por el paso de un vehículo ferroviario tiene lugar pues a partir de la interacción del propio vehículo con la vía. Más concretamente, la generación de estas excitaciones acontece en la zona de contacto de la rueda y el carril. Desde aquí, la energía transmitida por el tren a la vía se manifiesta de diferentes formas, entre las que destacan el ruido y las vibraciones.

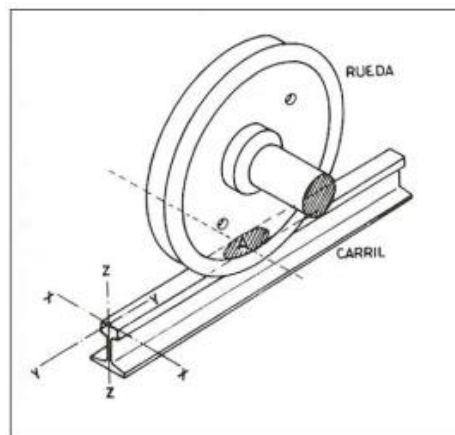


Figura 0.2. Contacto rueda-carril. Fuente: (112)

Centrando la atención sobre las segundas, varios son los mecanismos que las generan. Además, dependiendo del mecanismo de generación, las ondas resultantes van a tener unas determinadas características (como por ejemplo diferentes valores de amplitud y frecuencia). A continuación, se explicará cada uno de los diferentes mecanismos de generación.

2.3.1.1. El movimiento de la carga "cuasi-estática"

Se entiende por carga "cuasi estática" a aquella generada por el desplazamiento de la masa del tren a lo largo del sistema flexible vía-suelo. De esta forma, el peso de un supuesto tren parado crea una deformación estática en los puntos sobre los cuales apoyan las ruedas, cuyo valor dependerá de las propiedades mecánicas del paquete de vía.

Desde el punto de vista vibratorio, cuando el tren se mueve, la deformación excita cada uno de estos puntos generando ondas que se propagan hasta un entorno cercano (aproximadamente una distancia de un cuarto de longitud de onda desde la vía, cuyo valor aproximado suele quedar establecido en el orden de los 10 m a partir de los carriles). No obstante, para vibraciones de baja frecuencia, estas longitudes de onda pueden llegar a ser elevadas y afectar a los edificios cercanos a la vía.

En cualquier caso, tanto las frecuencias de vibración generadas por este tipo de carga como su magnitud, dependerán básicamente de tres aspectos fundamentales: la estructuración del vehículo, la velocidad de circulación y la carga transmitida por eje. Estos tres aspectos se analizan con más profundidad a continuación:

- La estructuración del vehículo

Las frecuencias de estas excitaciones vienen asociadas al paso de los ejes del tren por un determinado punto de la vía. Esto es debido a que las mayores amplitudes del movimiento registradas en una localización concreta se manifestarán justo en el momento en el que las ruedas pasen sobre ella (y por tanto, dependerán de la distribución de los mismos a lo largo del vehículo). Esto se puede ver con más claridad en la siguiente figura, donde se aprecia cómo los tiempos transcurridos entre el paso de los dos ejes de un mismo bogie nos dan un tiempo denominado t_1 y el tiempo transcurrido entre el paso de dos ejes consecutivos de dos bogies consecutivos nos da un tiempo denominado t_2 .

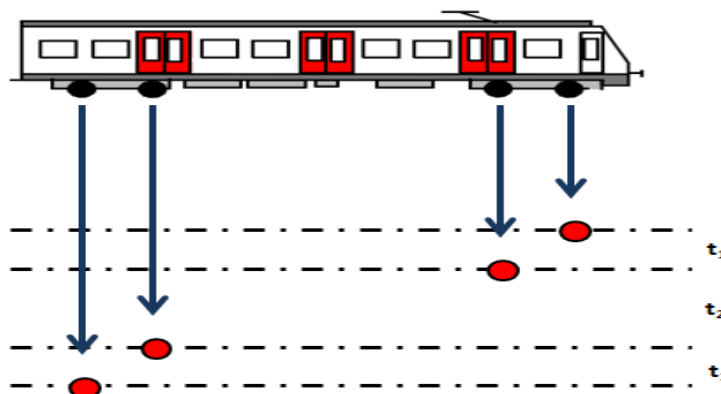


Figura 0.3. Tiempos transcurridos entre el paso de cada una de las ruedas del vehículo por un determinado punto. Fuente: Elaboración propia

Así pues, para trenes con velocidades comerciales habituales, las frecuencias asociadas a este tipo de mecanismo de generación serán las más pequeñas que aparecerán en un determinado espectro. Esto podrá entenderse mejor a continuación, cuando se explique la influencia de la velocidad.

- La velocidad del tren

En relación con el punto anterior, a mayor velocidad del tren, mayores frecuencias se inducirán en el terreno. Así, para tener un orden de magnitud, se tomará el caso práctico de un tren de 6 vagones circulando a 100 km/h. La longitud de cada vagón será de 20 m, la distancia entre dos ejes de un mismo bogie será de 1'8 m y la distancia entre dos centros de bogie consecutivos será de 14'6 m. De esta forma, en la figura siguiente se pueden apreciar las deflexiones en carril que produce este tren para un instante determinado. También, y esto es lo más interesante, la relación íntima entre picos de desplazamientos y distancias entre centros de bogie y entre ejes.

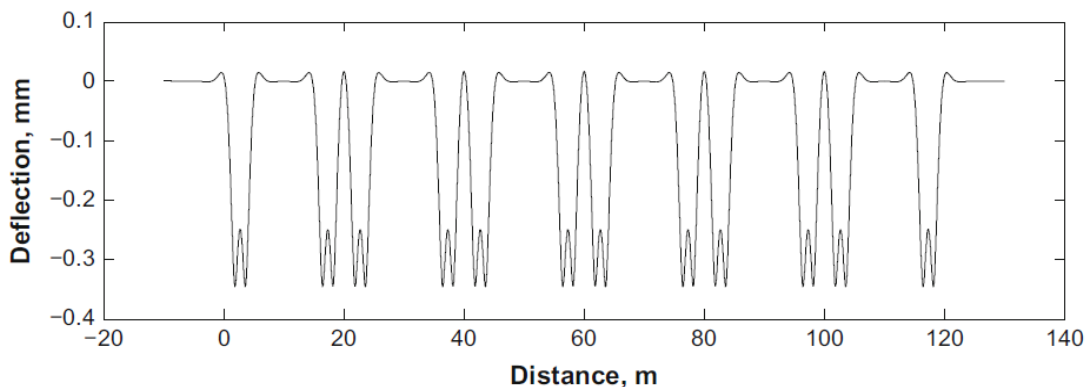


Figura 0.4. Deflexiones originadas en carril en un instante determinado debidas a la carga "cuasi-estática". Fuente: (113)

De esta forma, para la respuesta en términos de desplazamiento en función del tiempo, se tienen frecuencias cercanas a:

$$f_b = \frac{v}{L_b} = \frac{100/3,6}{14,6} = 1,90 \text{ Hz}$$

y a:

$$f_e = \frac{v}{L_e} = \frac{100/3,6}{1,8} = 15,43 \text{ Hz}$$

Siendo f_b y f_e las frecuencias asociadas al paso de los bogies y ejes, v la velocidad del tren y L_b y L_e , las distancias entre bogies y ejes respectivamente. En la figura siguiente se puede ver el espectro para los desplazamientos de un punto situado en carril para el paso de la carga “cuasi-estática”. Apréciese que las frecuencias dominantes no sobrepasan el umbral de los 17 Hz, que es aproximadamente la frecuencia más alta de las que se ha calculado anteriormente. Por tanto, tal y como ha quedado de manifiesto, las frecuencias asociadas al paso de la carga “cuasi-estática” serán las más bajas del espectro.

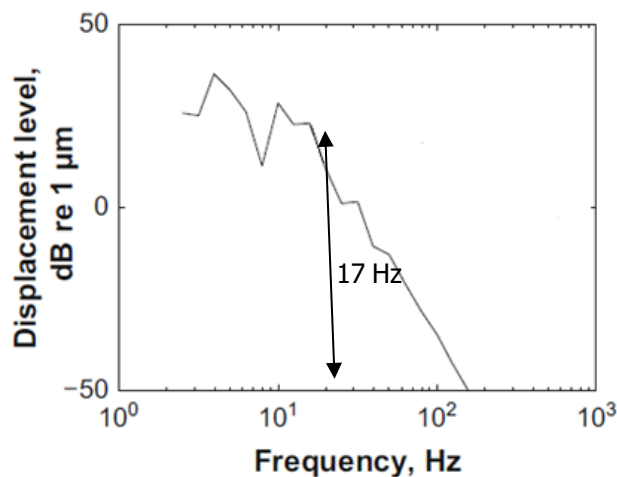


Figura 0.5. Espectro en términos de desplazamiento para un tren pasando a 100 km/h cuyas características ya han sido explicadas. Fuente: (113).

- La carga transmitida por eje

Generalmente, puede ser asumido que las excitaciones provocadas por el mecanismo de generación de la carga “cuasi-estática” son proporcionales al valor de la carga. Es por esto que los trenes de mercancías suponen el mayor problema incluso en ausencia de velocidades de paso elevadas.

2.3.1.2. Las fuerzas dinámicas

Las fuerzas dinámicas son aquellas generadas en la zona de contacto rueda-carril a partir de la combinación del perfil irregular del carril y de las

imperfecciones en la rueda, así como de los cambios de rigidez generados en el paquete de vía (por ejemplo, en la transición suelo-estructura, aparición del fenómeno de danza de traviesas, etc.). Su importancia en el ámbito ferroviario ocupa una posición destacada, pues dependiendo de la magnitud de los desperfectos, podrán llegar a alcanzar una magnitud varias veces superior al valor estático del peso del tren.

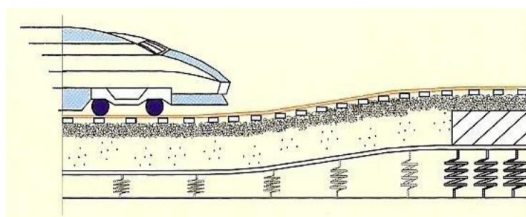


Figura 0.6. Cambio de rigidez suelo-estructura. Fuente: (114).

Para obtener un orden de magnitud de esta afirmación, resulta interesante comenzar exponiendo los resultados recogidos por Fonseca Teixeira para unos ensayos en las vías de TGV en el que se establecía la relación entre sobrecarga dinámica, estado de conservación de la vía y cambios de rigidez, ofreciendo resultados muy significativos. De esta manera, se inició el estudio comparando las sobrecargas dinámicas generadas en el contacto rueda-carril en vías en diferente estado de conservación (donde $b=1$ representa una vía en condiciones deficientes; $b=0,75$ representa una vía en condiciones medias y $b=0,5$ representa una vía en perfectas condiciones):

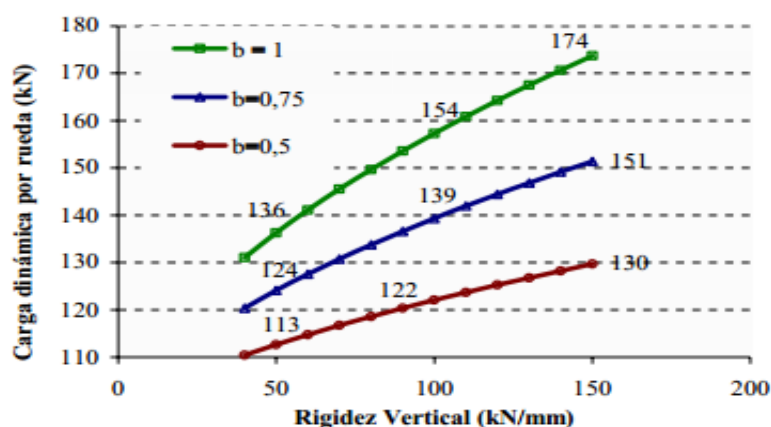


Figura 0.7. Cálculo de la sobrecarga dinámica en función de la relación carga-rigidez para diferentes estados de vía. Fuente: (115)

Como se puede apreciar, solamente analizando el gráfico anterior, ya se puede obtener una idea de la repercusión que tiene el estado de la vía en la generación de cargas dinámicas. Sin embargo, para profundizar un poco más en este campo, se elaboró otro gráfico en el que se analizaba qué sucedía en una vía en perfectas condiciones cuando se incrementaba la velocidad. Los resultados se muestran en el gráfico siguiente:

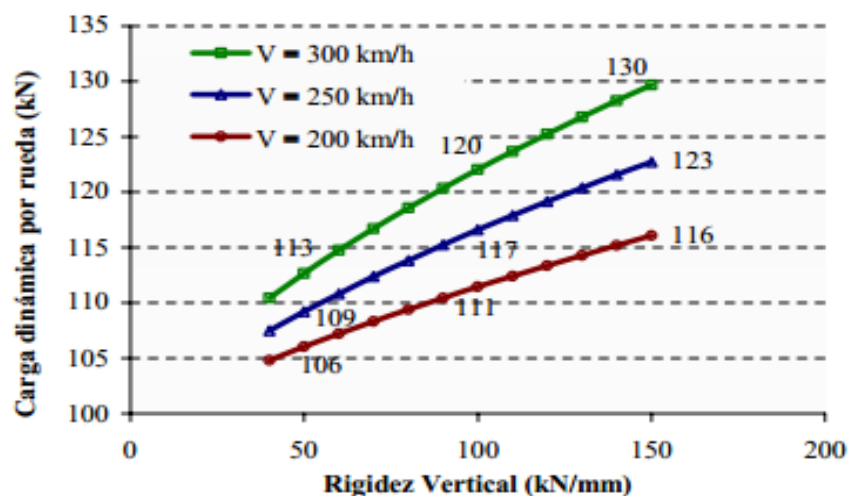


Figura 0.8. Cálculo de la sobrecarga dinámica en función de la relación carga-rigidez para una vía en excelente estado ($b=0.5$). Fuente: (115)

De este modo, si se analizan las sobrecargas generadas en una vía de rigidez 100kN/mm, se puede observar que el paso de una vía en excelente estado de conservación a una vía en deficiente estado de conservación implica un incremento de sobrecargas tres veces mayor al generado al aumentar en 100 km/h la velocidad de circulación.

Por tanto, de la comparación de ambos gráficos puede concluirse que si la calidad de la vía no es la adecuada, la sobrecarga generada aumentará sustancialmente. De este modo, estos niveles de fuerza acelerarán el deterioro de los elementos de rodadura y de la vía (llegándose a producir incluso la rotura de las ruedas o carriles) y supondrán la principal causa de la emisión acústica y una de las más importantes de la emisión vibratoria en la dinámica ferroviaria. Por ello, resulta fundamental planificar unas labores de mantenimiento de vía más o menos continuas y adecuadas.

En cualquier caso, una vez el defecto se ha formado, existen diferentes modos de abordar su estudio. En este sentido, se va a distinguir entre los lugares en los que se presentan los defectos (rueda o carril) y el carácter de estos (discreto o continuo) como se muestra a continuación:

- Irregularidades discretas en rueda.
- Irregularidades discretas en carril.
- Irregularidades continuas en rueda.
- Irregularidades continuas en carril. Y el desgaste ondulatorio como caso particular de este.

La importancia de esta clasificación frente a otras reside en que las discretas generan respuestas dinámicas transitorias (debido a la excitación instantánea que representan), mientras que las extensas introducen una excitación en el contacto rueda-carril (que puede prolongarse durante un periodo de tiempo amplio). Por este motivo, a continuación se desarrollan conceptos vinculados a esta clasificación.

2.3.1.3. Defectos discretos en la rueda

Se entiende por un defecto discreto de la banda de rodadura de una rueda a aquel defecto que puede explicarse de forma aislada considerando una sección reducida de la misma.

En la tabla siguiente se muestran los defectos discretos de la rueda que se describen en la Instrucción Técnica de Mantenimiento (ITM) de RENFE, en función de la causa que los genera.

CAUSA	DEFECTO DISCRETO
Desgaste	Patinaje
Desgaste	Deslizamiento
Desgaste	Plano tipo A y B
Fatiga térmica	Escoriación
Fatiga de contacto	Exfoliación

Tabla 2.6. Defectos descritos de la rueda. Fuente: (116)

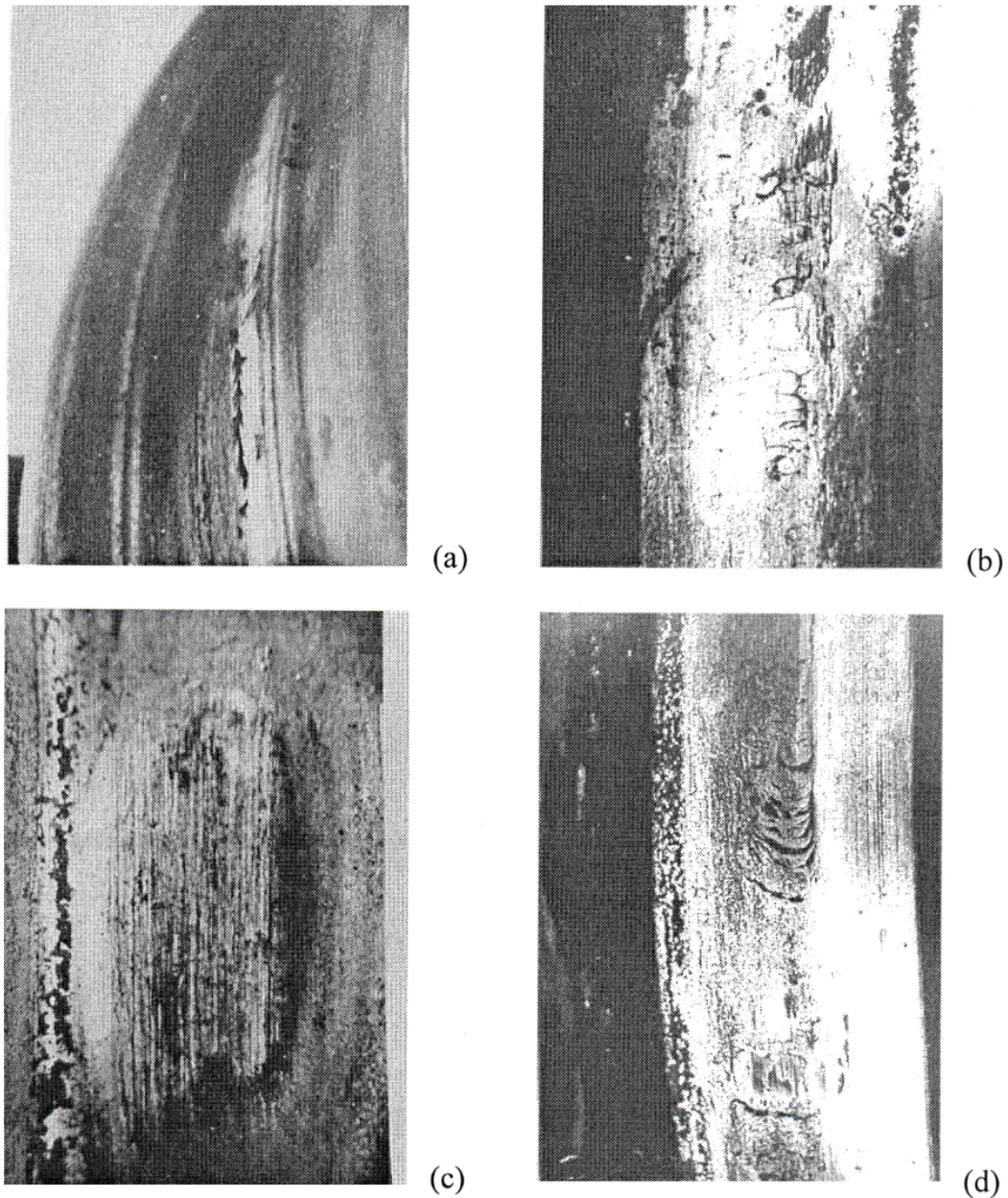


Figura 0.9. Defectos descritos debido a anomalías en servicio: (a) Patinajes; (b) Deslizamientos; (c) Planos de bloqueos tipo A; (d) Planos de bloqueos tipo B. Fuente: (116)

La escoriación, por ejemplo, es un tipo de defecto discreto cuyo origen es fundamentalmente térmico. Se originan en puntos de martensita de la superficie cuando se producen rápidos ascensos y descensos de temperatura durante el

deslizamiento de la rueda. Las fisuras generadas por estos defectos pueden desarrollarse por fatiga y dar lugar a desprendimientos que forman cavidades más o menos importantes. En la siguiente figura (a), puede verse el aspecto que presenta.

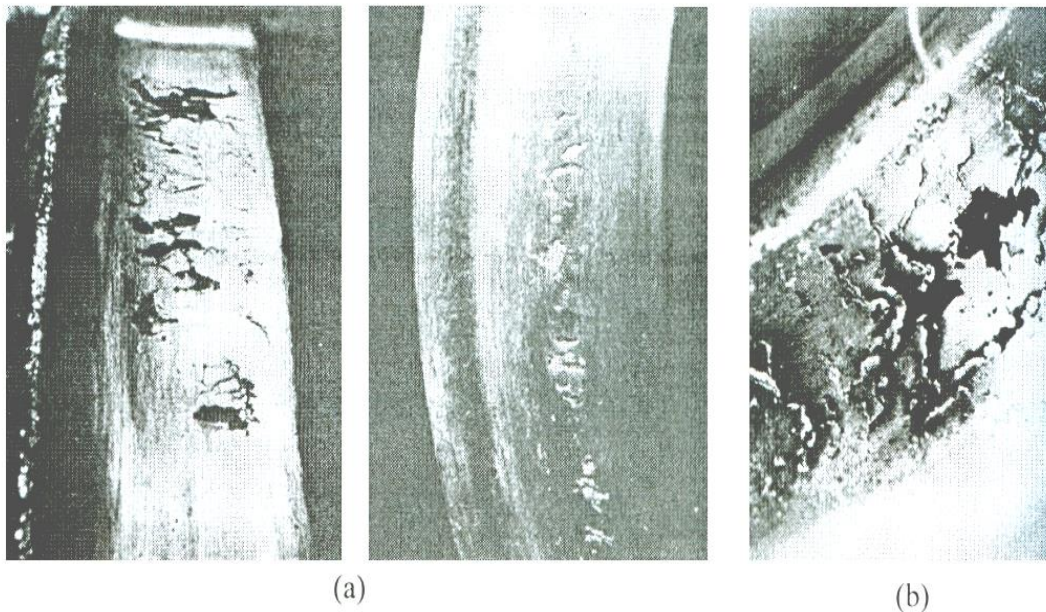


Figura 0.10. Defectos discretos en carril debidos a alteraciones volumétricas del material. (a) Escoriación; (b) Exfoliación. Fuente: (116).

Por otro lado, se denomina exfoliación a todo tipo de grieta inducida bajo la superficie o roturas por fatiga del material en el entorno del área de contacto entre la rueda y el carril.

2.3.1.4. Defectos discretos en el carril

En el presente sub-apartado van a describirse una serie de defectos que pueden localizarse en una zona discreta del carril. En cualquier caso, al igual que sucedía en el punto anterior, su presencia provoca un incremento en la fuerza dinámica de contacto al paso de un vehículo por la irregularidad (lo cual, como se ha comentado anteriormente, genera una excitación transitoria).

En la tabla siguiente se clasifican los defectos discretos del carril, atendiendo a su origen:

CAUSA	DEFECTO DISCRETO
Desgaste	Patinaje aislado
Desgaste	Hundimiento de junta de vía
Fatiga de contacto	Exfoliación
Fatiga térmica	Squat

Tabla 2.7. Defectos discretos del carril. Fuente: (116).

Como se puede observar, existen dos defectos asociados al desgaste: el patinaje aislado y el hundimiento de junta de vía. Respecto al primero de ellos, el denominado “patinaje aislado” (figura 2.3.11.b), tiene una génesis equivalente al patinaje que se produce en las ruedas (por lo tanto, es habitual que aparezca en ambos carriles). El segundo de ellos, el denominado “hundimiento de junta de vía” (figura 2.3.11.a), tiene su génesis debida a la presencia de calas en su cabeza unida a la circulación de vehículos con cargas por eje muy pesadas. De esta forma, incluso en carriles continuos soldados, las juntas realizadas con un material de aporte con menor resistencia o la modificación de las propiedades mecánicas debidas al calor generado durante el proceso de soldadura pueden tener como consecuencia la formación de este tipo de defecto. Una vez iniciado el defecto, el paso de vehículos genera fuerzas dinámicas de contacto elevadas que continúan empeorándolo. Los defectos asociados a la fatiga de contacto de rodadura son las exfoliaciones y los squats. Las exfoliaciones (figura 2.3.12.a) aparecen en su fase inicial como una deformación irregular en la superficie de rodadura del carril que evoluciona a la formación de desconchados de varios milímetros de profundidad. Los squats, por su parte, se muestran en la figura 2.3.12.b. Su apariencia es la de un hundimiento que ocupa buena parte de la cabeza del carril.

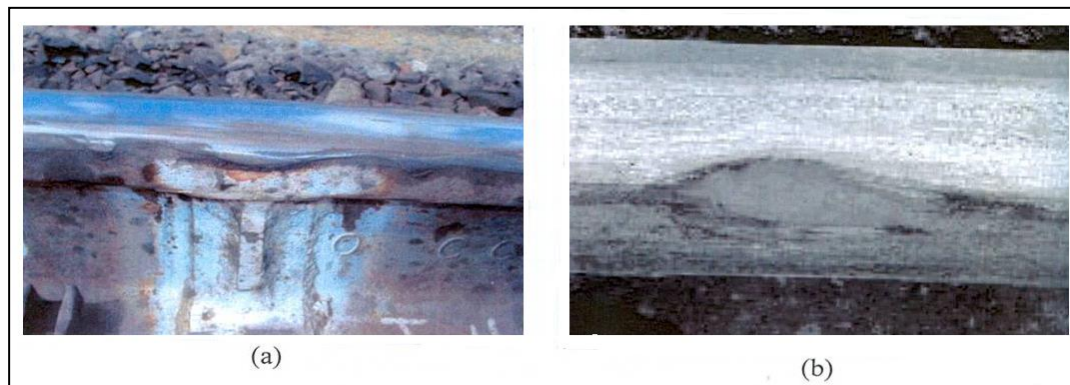


Figura 0.11. Defectos debido al desgaste de la superficie del carril: (a) Hundimiento de junta de vía; (b) Patinaje aislado. Fuente: (116).

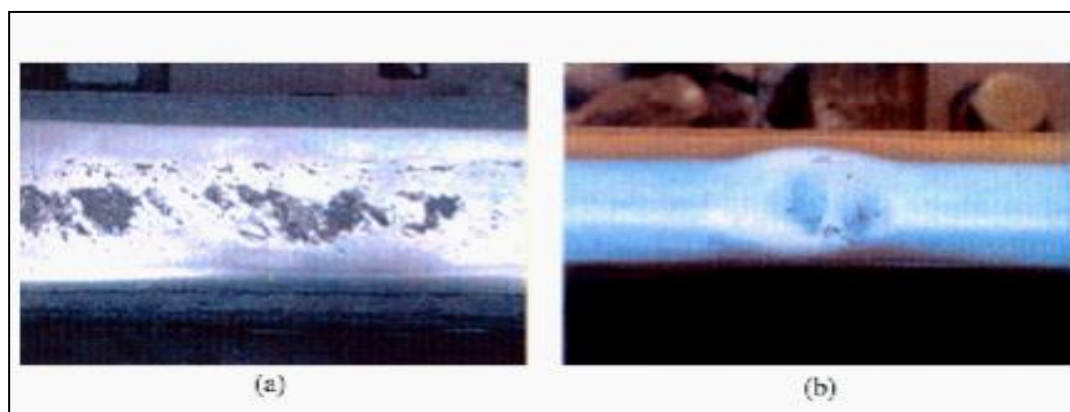


Figura 0.12. Defectos debido a la fatiga de contacto de rodadura: (a) Exfoliaciones; (b) Squats. Fuente: (116)

2.1.7.5. Defectos continuos en la rueda

Los defectos extensos en la banda de rodadura de la rueda, a diferencia de los defectos discretos presentados en el anterior, están desarrollados a lo largo de toda la circunferencia de la rueda.

En su formación pueden darse dos componentes: La excentricidad propia de errores en el montaje (que inevitablemente estarán presentes en cualquier eje) y los desgastes irregulares de la banda de rodadura de tipo ondulatorio. De esta forma se generarán una serie de irregularidades que darán pie a una pérdida de

redondez de la rueda, cuya clasificación estará en función de la longitud de onda predominante del defecto como se muestra en la siguiente tabla.

LONGITUD DE ONDA	DEFECTO EXTENSO
Larga (>150 mm)	Pérdida de redondez OOR
Corta	Corrugación

Tabla 2.8. Defectos extensos de la rueda. Fuente: (117).

En primer lugar se comentan los defectos extensos de larga longitud de onda, cuyas iniciales en inglés se corresponden con OOR (*Out Of Roundness*).

Para comprender este tipo de defectos, es necesario analizar la disminución del radio con respecto a la circunferencia original como una función del ángulo. Para ello se define como *longitud de onda fundamental* a la longitud de la circunferencia de rodadura. De esta forma, considerando esta definición, la función del perímetro de una rueda excéntrica básicamente será función de dicha longitud de onda fundamental (o primer armónico), mientras que la forma de una rueda ovalada correspondería a longitudes de onda igual a la mitad del perímetro de la rueda (o segundo armónico). Las ruedas lobuladas o poligonales tendrían por tanto contenido en los sucesivos armónicos.

Con respecto a la magnitud del defecto, cabe destacar que la profundidad alcanza en ocasiones el milímetro y la longitud de onda supera los 150 mm. No obstante, pese a ser un defecto recurrente, las causas de su formación siguen resultando complejas y no están suficientemente definidas en la literatura científica.

En cualquier caso, las investigaciones de Werner apuntan como origen de la OOR periódica a la excitación de determinados modos de vibración del conjunto eje-carril-traviesas cuya frecuencia de vibración asociada coincide con la de la fuerza de contacto originada en las irregularidades de la banda de rodadura. Esta conclusión permite explicar la experiencia de Pallgen (118), ya que las propiedades dinámicas de las ruedas caladas son distintas a las ruedas no caladas.

Por su parte, los defectos ondulatorios de corta longitud de onda en la banda de rodadura de la rueda se denominan *corrugación*, y la causa de su formación estriba en la diferencia de temperatura que alcanzan distintas partes de la banda de rodadura de la rueda durante el proceso de frenado. De esta forma, las regiones que sufren un mayor calentamiento sobresalen de la superficie de la rueda debido a la dilatación térmica y están sujetas a un mayor desgaste.

Posteriormente, cuando la rueda vuelve a enfriarse, el volumen de material removido en los puntos calientes es mayor, formando los valles del patrón ondulatorio. Una causa más compleja que introduciría un acoplamiento entre la dinámica vibratoria, la dilatación térmica y el desgaste ha permitido explicar pérdidas de material anormales en discos de freno de automóviles, pero hasta el momento no existe en la bibliografía una argumentación semejante aplicada al problema ferroviario.

2.1.7.6. *Defectos extensos en el carril*

Se consideran defectos extensos de la banda de rodadura del carril a aquellos que ocupan un tramo de vía que comprende una longitud equivalente a varios vanos. Estos defectos están incluidos dentro de las irregularidades de vía que también abarcan los defectos geométricos, tales como las desviaciones de los hilos del carril con respecto a su definición teórica y las variaciones de propiedades dinámicas de la infraestructura de la vía (como, por ejemplo, las heterogeneidades del balasto bajo diferentes traviesas).

El defecto extenso de carril que mayor relación guarda con la interacción vía-vehículo es la corrugación (la cual recibe el mismo nombre que en el caso de los defectos continuos en rueda).

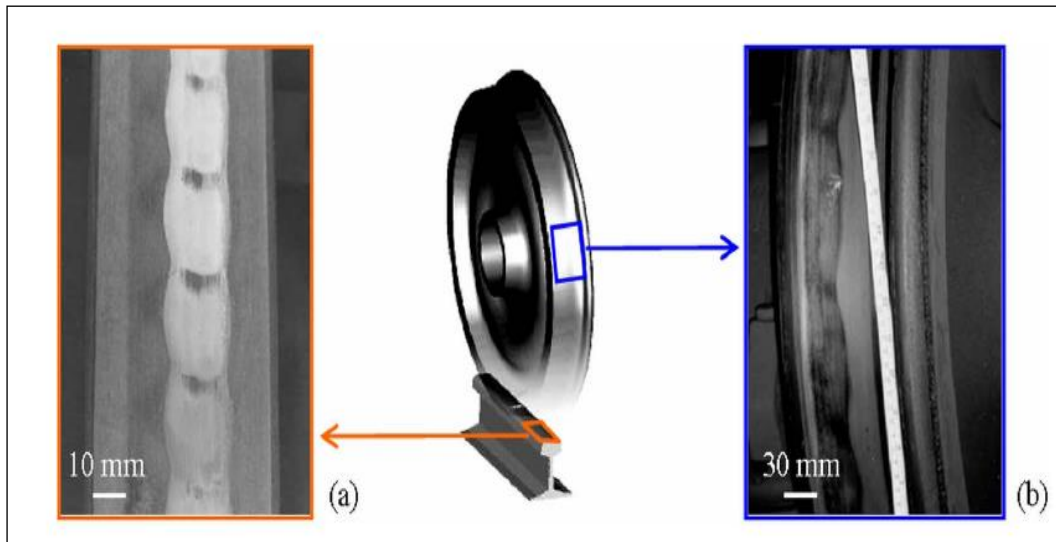


Figura 0.13. Desgaste ondulatorio de una rueda sobre el área de rodadura de un carril.
Fuente: (117)

Éste es un defecto que se produce en la superficie de rodadura del carril y consiste en unas ondulaciones que, en ocasiones, pueden observarse a simple vista y provocan la aparición de fuertes fuerzas en el contacto rueda-carril. Este hecho deriva en la generación de fuertes vibraciones, lo que conlleva irremediabilmente la degradación de componentes de la vía y de los órganos de rodadura, así como un aumento del nivel de ruido de circulación.

En cualquier caso, este tipo de desgaste es una patología que aparece de un modo u otro (incluso diversas manifestaciones a la vez) en casi todas las vías férreas existentes, lo cual lo ha convertido en uno de los fenómenos de desgaste más estudiados desde hace más de cien años. A continuación, se muestra una figura donde aparece representado el desgaste ondulatorio mediante los parámetros de longitud de onda λ y amplitud δ .

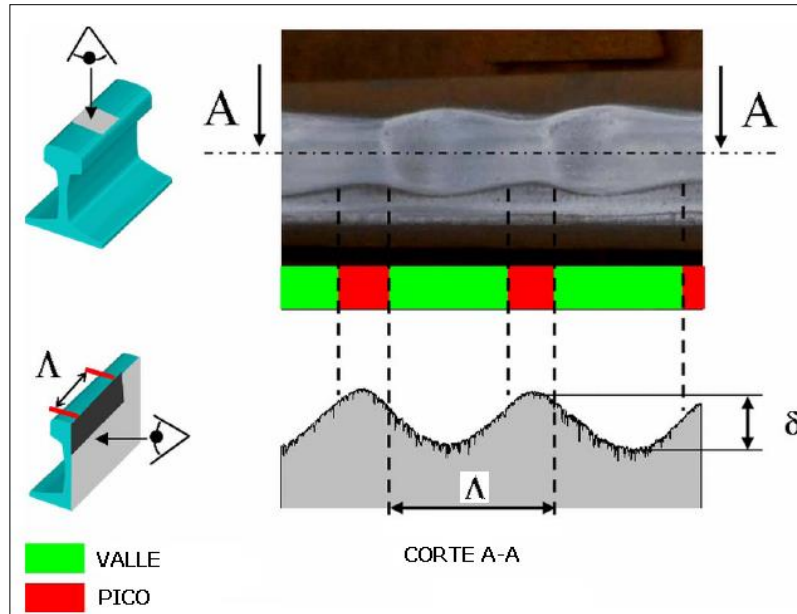


Figura 0.14. Características geométricas del desgaste ondulatorio. Fuente: (117).

2.1.7.7. Frecuencias de excitación

Las longitudes de onda generadas por la aparición de cualquier defecto en el contacto rueda-carril dependerán fundamentalmente del radio de la rueda del vehículo (en caso de producirse sobre la rueda) y de la distancia de separación entre los defectos (en caso de producirse sobre el carril). De este modo, en el caso de la aparición de un defecto puntual sobre la rueda, se obtendrán frecuencias de excitación (f_{exc}) calculadas de acuerdo con la siguiente ecuación, donde v es la velocidad de circulación del vehículo y R_{rueda} se corresponde con el radio de la rueda del vehículo:

$$f_{exc} = \frac{v}{2\pi R_{rueda}}$$

Del mismo modo, las frecuencias de excitación asociadas a la aparición de defectos sobre el carril dependerán de la longitud de onda (λ) del defecto:

$$f_{exc} = \frac{v}{\lambda}$$

No obstante, dado que lo habitual es encontrar vías con numerosos defectos emplazados de forma simultánea en una misma zona del carril, se tendrán defectos

de múltiples longitudes de onda. De esta forma, como se puede apreciar en la figura siguiente, las frecuencias asociadas a los defectos de vía/ruedas se ocupan de “llenar” la parte del espectro que quedaba vacía.

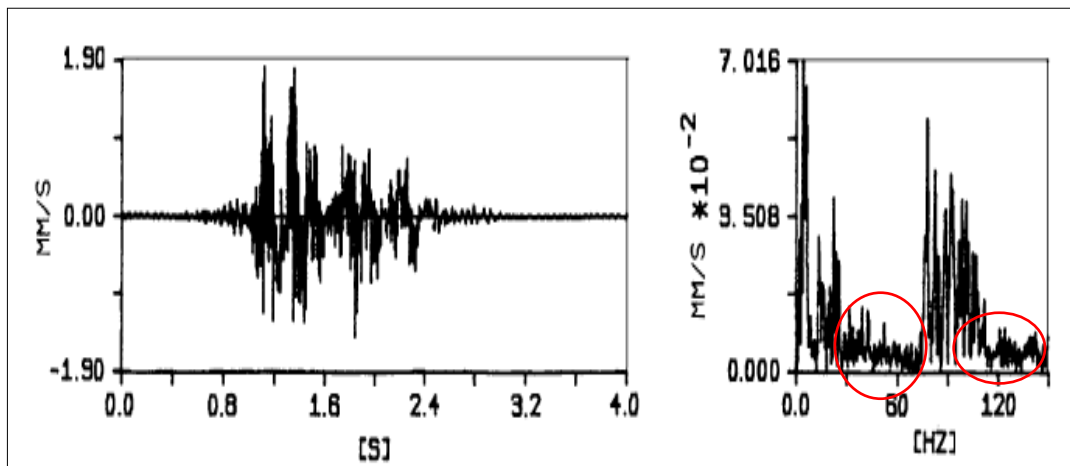


Figura 0.15. Espectro de frecuencia y de velocidad debidas a la carga cuasi-estática, a la onda de avance y a las irregularidades rueda-carril. Fuente: (119).

En cualquier caso, la longitud de onda asociada a cada tipo de defecto dependerá del mecanismo que se haya accionado para crear el desgaste (lo cual ya ha sido esbozado en apartados anteriores). En este sentido, la figura siguiente resume de forma muy gráfica cuales son los rangos de frecuencias para los distintos mecanismos generados.

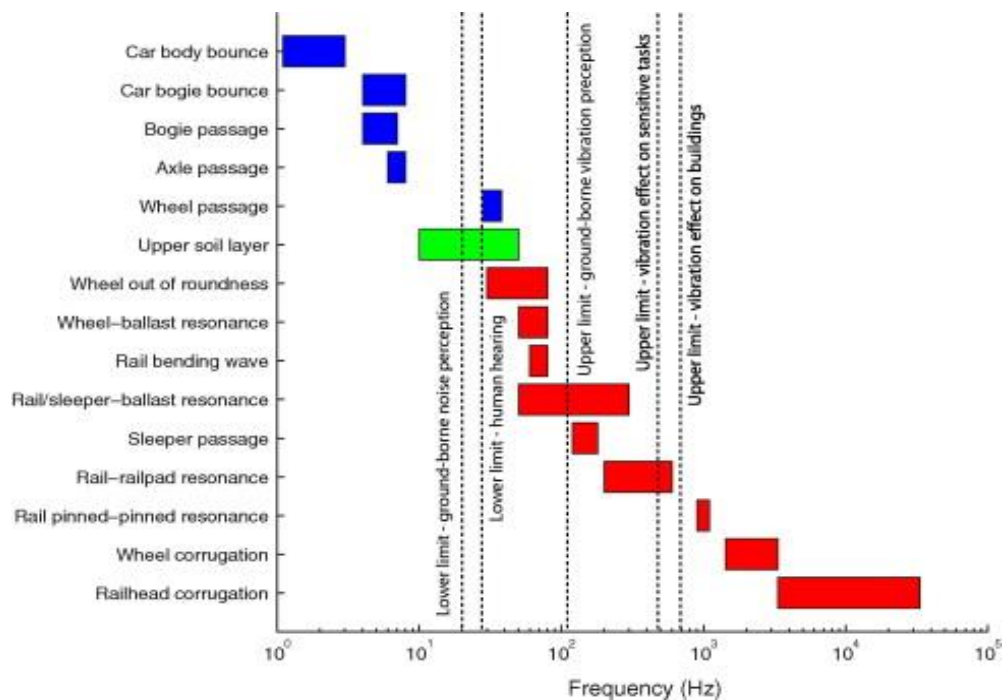


Figura 0.16. Rangos de frecuencias de excitación. Fuente: (120)

Como se puede observar, las frecuencias más bajas se deben a fenómenos de movimiento del propio vehículo, mientras que las frecuencias intermedias (que serán las que más efecto vayan a tener en las personas e infraestructuras cercanas), se deben a fenómenos de resonancia entre rueda y carril, al paso de las traviesas y defectos de rueda como planos y ruedas ovales. Finalmente, las frecuencias más altas se deben a la corrugación, tanto de la rueda como de la cabeza del carril.

2.3.2. Mecanismo de transmisión y propagación

Una vez generadas las vibraciones en el contacto rueda-carril, éstas se transmiten a través de la superestructura de la vía (fenómeno de transmisión) para continuar su camino por el terreno (fenómeno de propagación). La importancia del fenómeno de transmisión es clave en el fenómeno vibratorio, pues supondrá el primer obstáculo al avance de las ondas. Además, como ya se comentó en el apartado de introducción del apartado, las vibraciones inducidas por los trenes son propagadas a través del terreno, conformando una de las principales externalidades del servicio. De este modo, la generación de vibraciones no

solamente afectará al confort del usuario, sino que también afectará a las personas y edificaciones ajenas al servicio.

De esta forma, si se ponen los medios adecuados, se podrán atenuar las vibraciones antes de que alcancen el terreno. No obstante, antes de abordar cómo atenuar la señal, conviene conocer cuáles son los parámetros que influirán en la transmisión de las ondas por el paquete de vía.

2.3.2.1. Parámetros influyentes en la transmisión

Básicamente se pueden encontrar tres parámetros influyentes en la transmisión de las vibraciones a través de la superestructura: los constitutivos, los estructurales y los cinemáticos.

En primer lugar, los parámetros constitutivos son aquellos vinculados al conjunto rueda-carril: inercia, masa, rigidez y coeficiente de disipación. De hecho, estos parámetros son los que desempeñan un papel predominante en la determinación de la amplitud y de la frecuencia de vibración.

En segundo lugar, los parámetros estructurales son aquellos que contribuyen al fenómeno en base a la configuración, tanto en el orden funcional del vehículo como de la superestructura ferroviaria.

Finalmente, los parámetros cinemáticos son aquellos relativos a la velocidad de paso del tren, que tienen relevancia cuantitativa diferencial en el sentido en que un aumento o una disminución de dicha velocidad puede aportar, con las demás condiciones iguales, importantes variaciones en los valores de la intensidad de la vibración.

2.3.2.2. Atenuación durante la fase de transmisión

Durante el proceso de transmisión, la onda pasa por distintas capas y elementos que conforman el paquete de vía, provocando que la amplitud de vibración vaya atenuándose a medida que se alejan del punto de generación.

En general, salvo en el caso de aparición de fenómenos de resonancia, las vibraciones sufren una atenuación debido a la colocación de ciertos elementos (placas de asiento, suelas bajo traviesa, etc.), los cuales se estudiarán

posteriormente: *Estudio de las diferentes medidas de mitigación de vibraciones llevadas a cabo hasta el momento, teniendo en cuenta aspectos tales como el mecanismo de atenuación utilizado o su utilización en vías en fase de explotación o en fase de construcción. Estudio exhaustivo del fundamento teórico de los bloques anti-onda. Concepto de frecuencia de corte.*

Esta atenuación de vibraciones a través del paquete de vía en vías de balasto se consigue utilizando traviesas de mayor superficie de apoyo y placas de asiento más elásticas, se pueden amortiguar los esfuerzos que se transmiten de la rueda al carril, y las vibraciones producidas por pequeños defectos en la vía y en el contacto entre rueda y carril. Una deficiente distribución de las cargas que transmiten los carriles, así como espesores de balasto bajo traviesa insuficientes (20–25 cm), hacen que las presiones transmitidas al balasto sean muy elevadas y generan un aumento de vibraciones, obligando a realizar operaciones de mantenimiento y bateo dos o tres veces al año.

Estos factores alertaron a los países europeos sobre la necesidad de mejorar la elasticidad de la vía, y reforzarla mediante el uso de carriles de 60 Kg/m; el uso de traviesas más pesadas y de mayores dimensiones, y aumentar el espesor de la capa de balasto dentro de unos límites aceptables. Por ello se recomienda un espesor de balasto bajo traviesa de 35 cm, lo que produce menores deflexiones en el carril, así como proporcionando una mejor distribución de cargas, además de disminuir en el comportamiento a largo plazo la aparición de finos en la parte inferior del lecho de balasto. Estos finos disminuyen el coeficiente de fricción entre partículas, haciendo la capa de balasto menos amortiguadora e impidiendo su drenaje adecuado.

En la figura siguiente se muestra el espectro de velocidades que tomaron las partículas del lecho de balasto para tres tipos de superestructura. Se verifica el efecto positivo que tiene en la reducción de la velocidad de las partículas el aumento del área de apoyo de la traviesa y de la elasticidad de las placas de asiento. En las vías mejoradas que incorporaron una placa de asiento más elástica, se disminuyó la velocidad de vibración de las partículas de balasto del lecho. En concreto, la vía con la placa de asiento más elástica (27 kN) y que al mismo tiempo tenía la traviesa con más área de apoyo fue la que registró un índice menor de velocidades.

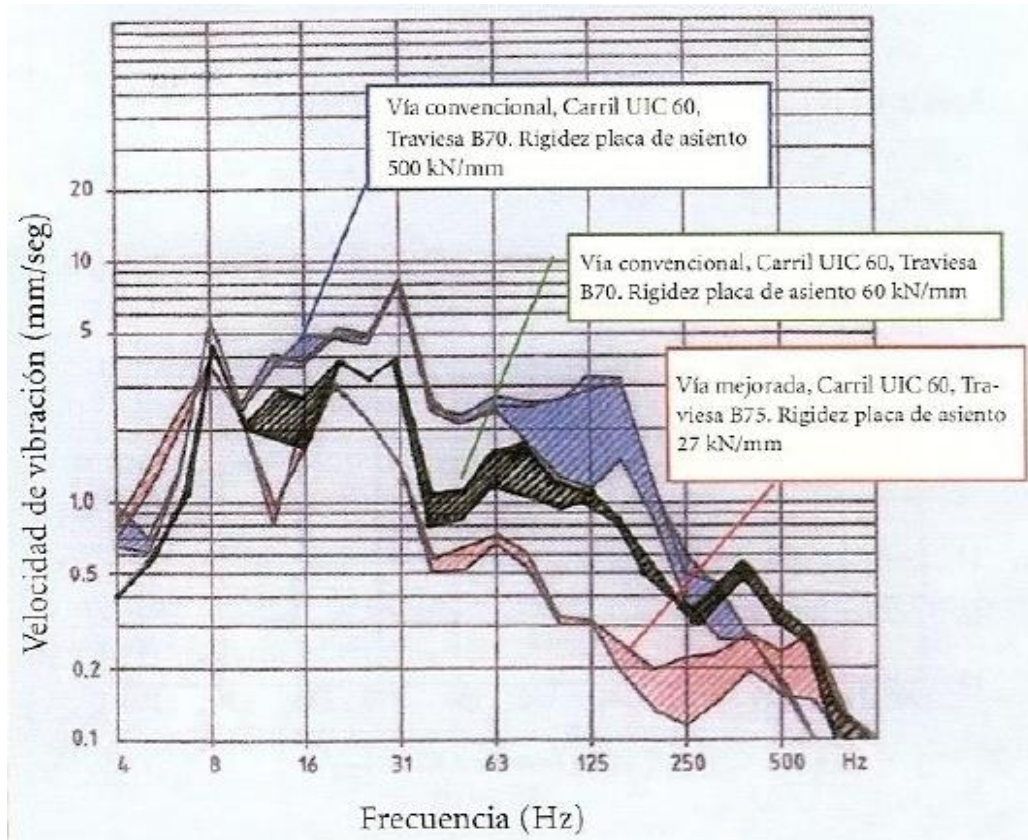


Figura 0.17. Influencia del tipo de superestructura sobre la vibración del balasto. Fuente: (112).

Esta disminución de vibraciones en vía en placa se puede conseguir mediante la utilización de elementos elásticos. La vía en placa, por constituir una tipología de vía más rígida al haberse eliminado la capa elástica del balasto que amortigua los desplazamientos verticales, anteriormente descritos, antes de transmitirlos al suelo, requiere la instalación de elementos elásticos que aseguren dicha función sobre todo en los entornos urbanos debido a los efectos perjudiciales de las vibraciones sobre las personas.

Si clasificamos la vía en placa según los niveles elásticos tenemos:

- Sistemas de un solo nivel elástico, cuando disponen únicamente de un elastómero bajo el patín del carril que proporciona elasticidad al sistema;

- Sistemas de dos niveles elásticos sin bloque intermedio, en general, consisten en la disposición de una placa metálica entre patín y losa separada de ambos por sendos elastómeros;
- Sistemas de dos más niveles elásticos con bloque intermedio, que se caracterizan porque al menos dos de los elementos que confieren elasticidad al sistema se encuentran separados por un bloque, generalmente de hormigón (ya sea un bloque propiamente dicho, una traviesa o una losa de hormigón).

Si a su vez distinguimos entre apoyo continuo o apoyo discreto obtenemos la siguiente tabla:

CLASIFICACION DE LA VÍA EN PLACA		Familias				
		1	2	3	4	5
Características estructurales	Sistema de sujeción	Continuo	Discreto			
	Posicionamiento del carril	Hilos de carril independientes		Posicionamiento y nivelación del carril mediante elementos prefabricados		
	Elementos reemplazables	No lleva	Puede llevar bloque simple	Con traviesas		Con losas
Niveles Elásticos	Método constructivo	Vertido de resina in situ	Apoyo del carril sin traviesas	Traviesas incrustadas en hormigón	Traviesas apoyadas sobre estructura soporte	Losas dispuestas sobre placa
1 nivel elástico	A	Carril embebido EDILON	Apoyo directo del carril PACT	-	-	-
2 niveles elásticos sin bloque intermedio	B	-	Apoyo indirecto del carril Züblin BTE Heilt W. BES APPITRACK Crailsheim/FCC Rasengleis Hochtief/SM	Monolítica con traviesas RHEDA RHEDA Berlin RHEDA 2000 HEITKAMP ZÜBLIN	Traviesas apoyadas sobre losas BTD ATD GETRAC WALTER SATO	Losa apoyada con mortero no elástico BÖGL
≥ 2 niveles elásticos con bloque intermedio	C	-	Bloques recubiertos de elastómero NS Blokkenspoor SONNEVILLE Bloques EDILON Bloques TRANOSA	Traviesas recubiertas de elastómero STEDEF SATEBA	Losa flotante con traviesas Mantas CDM	Losa flotante sin traviesas Losa flot. TRANOSA Losa flot. GERB JNR ÖBB-PORR IPA

Tabla 2.9. Influencia Clasificación de los sistemas comerciales de vía en placa más habituales. Fuente: (121).

Los sistemas de carril embebido que al carecer de traviesas y apoyar continuamente el carril reducen considerablemente la amplitud del régimen vibratorio del carril mejorando incluso el comportamiento de la vía clásica.

Con relativo buen comportamiento ante las vibraciones se sitúan todas las tipologías de vía en placa que presentan más de dos niveles elásticos ya que éstos

confieren una elasticidad extra a la vía sin balasto. Así, en los sistemas bloques o traviesas recubiertas de elastómero es exactamente el material elástico situado entre el bloque o traviesa y la placa principal que las caracteriza el que absorbe las vibraciones. En cambio, en los sistemas de losa flotante el material elástico se sitúa entre losas de hormigón cumpliendo la misma función. Cabe mencionar que dentro de este grupo deben incluirse las vías bituminosas (sistema de traviesas sobre losa bituminosa) ya que el propio asfalto proporciona la elasticidad extra al sistema.

Por su lado, los sistemas con dos niveles elásticos tienen un comportamiento más deficiente ante las vibraciones que obligan a disponer dispositivos correctivos en el carril o bajo sus placas de apoyo transformando el sistema de vía en una tipología híbrida con respecto a las de losa flotante, incrementando consecuentemente el espesor y el coste de la superestructura.

El sistema de vía en placa más adecuado para la atenuación de las vibraciones es el carril embebido, aunque los sistemas de más de dos niveles elásticos e incluso los sistemas de dos niveles elásticos con medidas suplementarias anti-vibraciones pueden alcanzar un nivel de atenuación próximo al de las vías clásicas con balasto.

No obstante, debe tenerse en cuenta que la disminución de la amplitud no se produce para todas las frecuencias por igual, sino que algunas de ellas pueden atenuarse más en una menor distancia.

Sin tener en cuenta los defectos de vía/vehículo, las amplitudes o magnitudes de fuerza que cada eje transmite a la superestructura ferroviaria y al terreno pueden obtenerse a partir de los siguientes parámetros: el peso que transmite cada eje y el efecto de la onda de avance, que provoca variaciones respecto al peso estático. Estas variaciones, producidas por las aceleraciones verticales resultantes sobre la masa no suspendida, serán mayores cuanto más cerca se encuentre la frecuencia de paso por las traviesas a la frecuencia de resonancia.

Del mismo modo, los defectos presentes en la vía pueden producir el mismo efecto resonante sobre la masa no suspendida, es decir, si la vía presenta importantes defectos cercanos a la frecuencia de resonancia, puede producirse una peligrosa amplificación.

De la siguiente tabla, se puede extraer que el valor de frecuencias propias de vibración de las masas no suspendidas está comprendido entre un rango de 20-100 Hz dependiendo de las características de los elementos móviles.

Masa	Rango frecuencias propias
Masas Suspendidas	0,7 – 5 Hz
Masas Semisuspendidas	5 – 20 Hz
Masas No Suspendidas	20 – 100 Hz
Vía	100 – 1000 Hz

Tabla 2.10. Rangos de frecuencias propias de las distintas masas de un vehículo ferroviario. Fuente: (122).

Así, se pueden analizar qué longitudes de onda (espaciales) de los defectos de vía, $L_{espacial}$, son las que pueden provocar resonancias en el sistema de masas no suspendidas, dadas sus frecuencias propias de vibración y circulando el vehículo a diferentes velocidades (franja 0 km/h – 70 km/h).

Para la estimación de estas longitudes de onda se utiliza la hipótesis de que la frecuencia de excitación debida a las irregularidades de la vía es muy próxima a la frecuencia propia de las masas no suspendidas del vehículo y se toman como frecuencias propias los rangos utilizados por la Dirección Técnica de Mantenimiento de vía RENFE.

$$L_{espacial} = \frac{v}{f_{temporal}} \approx \frac{v}{f_{propia}}$$

Así pues, en la siguiente tabla se pueden encontrar las longitudes de onda de los defectos propensas a crear fenómenos de resonancia en las masas no suspendidas del vehículo. Por ello, estos valores son los más perjudiciales para la vía para una velocidad del vehículo dada. Mediante la activación de estos mecanismos resonantes se pueden llegar a crear amplitudes peligrosas difíciles de ser atenuadas por la superestructura y dispuestas a alcanzar el terreno con altas energías.

MASAS NO SUSPENDIDAS							
Le (m)							
fp (Hz=1/s)	V (km/h)						
	10	20	30	40	50	60	70
20	0.14	0.28	0.42	0.56	0.69	0.83	0.97
30	0.09	0.19	0.28	0.37	0.46	0.56	0.65
40	0.07	0.14	0.21	0.28	0.35	0.42	0.49
50	0.06	0.11	0.17	0.22	0.28	0.33	0.39
60	0.05	0.09	0.14	0.19	0.23	0.28	0.32
70	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28
80	0.03	0.07	0.10	0.14	0.17	0.21	0.24
90	0.03	0.06	0.09	0.12	0.15	0.19	0.22
100	0.03	0.06	0.08	0.11	0.14	0.17	0.19

Tabla 2.11. Longitudes de onda que pueden producir resonancia en las masas no suspendidas en función de su frecuencia propia de oscilación. Fuente: (122).

La presente tabla se utiliza de la siguiente manera: tomando como ejemplo el efecto de la onda de avance y suponiendo que el sistema de masas no suspendidas entra en resonancia para una frecuencia de 20 Hz, la velocidad más perjudicial del vehículo sería la de 40 km/h. Esto es así ya que la longitud de onda asociada es de 0,56 m y la distancia entre traviesas suele ser de 0,6 m (dos valores muy próximos entre sí).

De este modo, es importante, cuando hablamos de amplitudes de vibración, destacar un parámetro característico de la vía que afecta directamente a la resonancia de la masa no suspendida y, en consecuencia, al movimiento vibratorio de la misma. Las rigideces de la vía afectan a que se tenga mayor o menor libertad de movimiento y determinan una frecuencia propia para el conjunto superestructura-eje montado, frecuencia que, de activarse, puede ocasionar la amplificación dinámica antes mencionada.

Las frecuencias de vibración de las ondas transmitidas a través del paquete de vía también tienen gran afeción sobre la superestructura. Las vibraciones por encima de 50 Hz (alta frecuencia) interfieren en el comportamiento vibratorio del asiento del balasto bajo las cargas del tráfico, y en las líneas de alta velocidad son de esperar puntas en la gama de frecuencias de 50 a 150 Hz, lo que indica hasta qué punto se debe cuidar que no se produzca licuefacción del balasto.

En un experimento realizado por Karrech (123) se pudo comprobar la relación entre la frecuencia de vibración y el asiento provocado en un material

granular parcialmente confinado. La confinación no se realiza de forma total debido a que no sería representativo de las condiciones presentes en el balasto tendido en la vía. La capa granular se sometió a 200.000 ciclos de carga, con unas amplitudes de fuerza aplicada de $D F = 1\text{kN}$ hasta $D F = 3\text{kN}$ y a diferentes frecuencias de excitación. En la figura siguiente se pueden observar los resultados obtenidos:

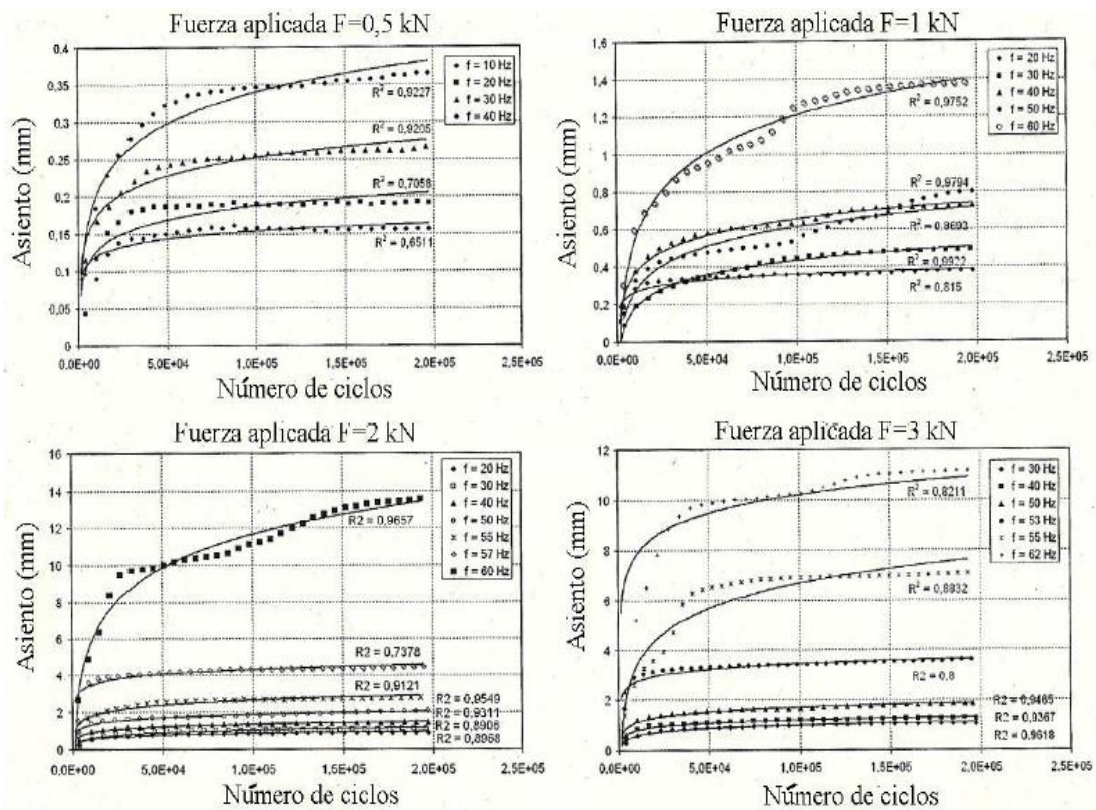


Figura 0.18. Medida de los asientos respecto al número de ciclos para distintas frecuencias de vibración. Fuente: (123).

De los resultados obtenidos se pueden sacar distintas conclusiones. El más claro e interesante desde el punto de vista ingenieril es que para excitaciones entre 10 y 60 Hz, cuanto más alta sea la frecuencia sobre el material granular, mayores son los asientos en la capa, y necesitan un numero de ciclos de carga más elevado para que llegar a una asíntota horizontal, donde el asiento no aumenta de forma progresiva. Por otro lado, el material acusa de forma especial la carga de los

primeros 50.000 ciclos, donde las deformaciones aumentan de forma mucho mayor de lo que hacen posteriormente. Este fenómeno puede ser debido a que el material granular en un primer momento, y gracias a la aplicación de las primeras fuerzas, sufre una redistribución de los granos, haciendo que estos se muevan (inicialmente colocados de forma más libre), y vayan llegando a un nivel de empaquetamiento mayor, reduciendo los espacios vacíos entre ellos, pero también consolidándose más y por tanto dificultando más el aumento gradual de los asientos.

En este sentido un adecuado mantenimiento de la vía, el uso de materiales adecuados y un diseño correcto, son factores determinantes en cuanto a generación de esfuerzos dinámicos, y en consecuencia durabilidad de la vía.

Estas vibraciones en la capa de balasto pueden llegar a ser muy altas llegando a afectar en gran medida a su comportamiento y su capacidad de reacción respecto los esfuerzos transmitidos por la traviesa. El exceso de esfuerzo dinámico en la capa de balasto puede causar la pérdida de rozamiento entre partículas, pérdida de contacto entre caras de traviesa, pérdida de rigidez vertical y resistencia lateral.

Este rápido deterioro de la estabilidad del lecho de balasto puede provocar el movimiento del carril y por tanto de la vía, perdiendo alineación y calidad geométrica en general.

El comportamiento del balasto bajo un efecto vibratorio depende de la velocidad y la aceleración que llegan a tener las partículas de balasto dentro de la capa. Así pues como demostraron Morgan y Markland (124) una cierta vibración aplicada al material granular puede incrementar su resistencia portante y nivel de compactación en una vía. Los resultados del experimento de Karrech (123), estarían en concordancia con este hecho, ya que tal y como se indicaba, gracias a la aplicación de una carga cíclica a frecuencias no muy altas, las partículas de balasto se mueven y recolocan, provocando un asiento inicial, pero que consolidan el material granular de forma que se evitan asientos posteriores. De forma sencilla se podría explicar que este empaquetamiento es análogo a la precarga que se realizaría para mejorar la capacidad portante en un suelo blando.

Pero el comportamiento depende de las condiciones y características de la carga aplicada. Así como en casos de carga reducida a frecuencias bajas durante un cierto período de tiempo reducido, se obtiene un efecto positivo, no siempre es así. Los problemas aparecen cuando, a partir de aceleraciones del orden de 0.7 – 0.8g (121), el material granular empieza a sufrir un fenómeno de descompactación, pérdida de fricción en los contactos de los granos, formación de espacios vacíos mayores, y empieza a comportarse como un fluido, haciendo que los desplazamientos verticales aumenten, disminuya la resistencia lateral de la vía. El resultado definitivo es la pérdida de capacidad portante y resistente de la vía.

A partir de este umbral de 0.8g, donde ya se nota la pérdida de capacidad portante del material granular, el nivel más crítico se produce al llegar entre 1,4 y 1,6g (121) donde se produce la licuefacción total del balasto, y este pasa a comportarse como un fluido. Además se ha constatado mediante los ensayos que realizaron los Ferrocarriles Franceses que la aceleración máxima en el interior de la capa de balasto es mayor que la aceleración aplicada en la superficie de la capa ensayada. Estas diferencias podían llegar a ser del 15%. Esto explicaría por qué se da una inestabilidad al balasto al llegar a 0.8g ya que se deduciría que en el interior de la capa, la aceleración tiene un valor próximo a 1g ($0,8 \times 1,15 \approx 1g$) (121).

2.1.3. Parámetros influyentes en la propagación

La propagación de ondas por el terreno es un proceso que depende de los parámetros geotécnicos del mismo. De este modo, a continuación, se muestran las diferencias existentes en materia de propagación en función del tipo de terreno.

2.1.3.1. Propagación en un medio elástico homogéneo

En el caso ideal de que el terreno este compuesto por materiales infinitamente elásticos, las vibraciones pueden propagarse fundamentalmente mediante dos mecanismos: dilatación o corte. Existen, por tanto, para cada uno de estos mecanismos de propagación, dos velocidades fundamentales asociadas, las cuales están directamente relacionadas con las propiedades del material del que está compuesto el terreno. Estas velocidades, denominadas como c_1 y c_2 se obtienen a partir de las siguientes ecuaciones:

$$c_1 = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}}$$

$$c_2 = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

Donde λ y μ son las constantes de Lamé que pueden obtenerse a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

$$\mu = \frac{E}{2(1 + \nu)} = G$$

Donde E es el módulo de Young, ν es el coeficiente de Poisson, y ρ es la densidad del material.

De este modo, la velocidad c_1 se corresponde a la velocidad de las ondas de compresión o dilatación del terreno (también conocidas como ondas P o Primarias); mientras que la velocidad c_2 se corresponde con la velocidad de propagación de las ondas de corte (también conocidas como ondas S o Secundarias).

No obstante, el comportamiento de un terreno de superficie libre normalmente es idealizado como un semi-espacio de material homogéneo elástico. De este modo, en la superficie libre del terreno (la cual suele idealizarse como un semi-espacio de material homogéneo elástico) pueden propagarse, además de las ondas S y P, las llamadas *ondas de Rayleigh*. Este tipo de ondas combinan movimientos de dilatación y de corte, a causa de la condición de libertad en la superficie del terreno.

Como cabe esperar de las ecuaciones anteriores, no todas las ondas comentadas se desplazarán a la misma velocidad ni en la misma dirección. De este modo, con respecto a la velocidad, es conveniente puntualizar que las ondas P son más rápidas que las ondas S (de tal manera que $c_1 > c_2$) mientras que la velocidad de las ondas de Rayleigh es inferior a todas las ondas que se propagan en el semi-espacio (siendo su velocidad entre un 87% y un 95% de la velocidad de las ondas S).

Por otro lado, respecto a la dirección de propagación, mientras que en las ondas P las partículas se mueven en la dirección de la propagación, en las ondas S las partículas se mueven en dirección perpendicular a la propagación y en las ondas de Rayleigh se desplazan en un movimiento formado por la suma de movimientos de dilatación y movimientos de corte de las partículas. Esta combinación de movimientos verticales y horizontales, los cuales están desfasados uno respecto al otro 90° , generan un movimiento elíptico sobre la superficie como se puede ver en la figura siguiente.

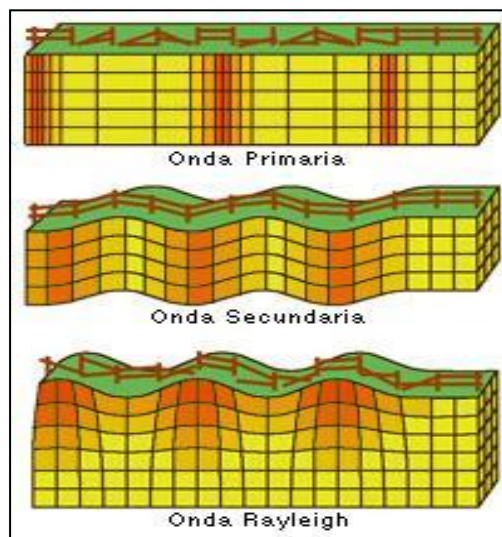


Figura 0.19. Diferencias entre las ondas primarias, ondas secundarias y ondas de Rayleigh.
Fuente: (125).

De este modo, tal y como se ha comentado, la onda de Rayleigh es aquella con una velocidad menor de propagación, pero también la que transmite la mayor cantidad de energía (sobre todo a largas distancias a través de la superficie del terreno).

En cualquier caso, debe reseñarse que la propagación de la energía dependerá en gran medida de las características de los materiales que compongan el terreno. De esta forma, en suelos blandos (como los que se pueden encontrar próximos a la superficie), las ondas de Rayleigh pueden alcanzar una velocidad próxima a 100 m/s, mientras que para un suelo más rígido, puede ser del orden de 300 m/s. Para estos casos, suponiendo una vibración de 5 Hz, se pueden generar

vibraciones con longitud de onda de 20 a 60 m, mientras que para 40 Hz, esto se reduce de 2,5 a 7,5 m.

En la figura siguiente se muestra cómo varía el desplazamiento de la onda en función de la profundidad del terreno en la que nos encontremos. De esta gráfica se deduce que los mayores desplazamientos se concentran en las menores profundidades del terreno. En el caso de los desplazamientos verticales, que son los que importan en el estudio de las vibraciones inducidas por el ferrocarril, el desplazamiento máximo se da a una profundidad muy cercana a la superficie (alrededor de una relación profundidad/longitud de onda de Rayleigh de 0'15). A partir de ese punto el desplazamiento vertical desciende rápidamente hasta una relación profundidad/longitud de onda de 1. De aquí en adelante continúa decreciendo, pero de manera más suave hasta hacerse nulo para una relación profundidad/longitud de onda de Rayleigh de 2'5.

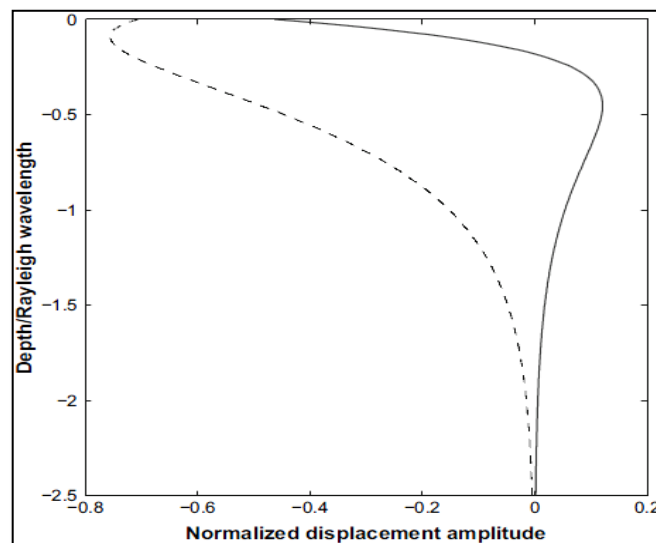


Figura 0.20. Desplazamiento en un instante determinado de las partículas dispuestas a lo largo de una línea vertical sometidas a la propagación de las Ondas de Rayleigh para un terreno con coeficiente de Poisson 0'3. —, desplazamiento lateral; - - -, desplazamiento vertical. Fuente: (113).

Si se realiza un análisis de los desplazamientos experimentados por las partículas para un instante de tiempo determinado, como se muestra en la figura

siguiente, se observa como los mayores desplazamientos tienen lugar en la superficie, disminuyendo éstos a medida que nos vamos alejando de ella.

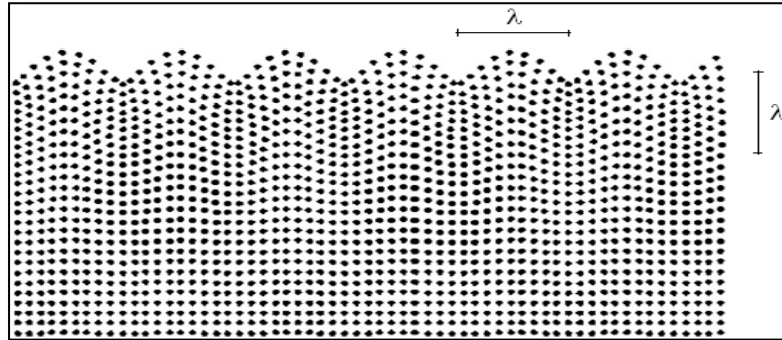


Figura 0.21. Desplazamiento instantáneo de las partículas debido a la propagación de las Ondas de Rayleigh. Fuente: (113).

2.1.3.2. Propagación en un medio estratificado

En la realidad, el suelo es un semi-espacio homogéneo. Normalmente, los suelos suelen presentar una composición de varias capas, en las que las superiores están compuestas por materiales más blandos de potencias pequeñas (desde 0.5 m hasta 3 m) mientras que en los inferiores se encuentran capas más rígidas de mayor espesor. Este hecho induce un efecto importante en la propagación superficial de las vibraciones dentro del rango de estudio.

En un terreno estratificado, las vibraciones se propagan paralelamente a la superficie a través de unos tipos o modos de ondas. Este tipo de ondas de Rayleigh son conocidas a menudo como ondas P-SV, ya que combinan movimientos de tipo compresivo (P) y de corte vertical (SV). Otro tipo de ondas superficiales que se dan en la superficie de este tipo de terrenos son las ondas de Love, las cuales únicamente producen movimientos de corte horizontal. Es por ello que se las suele conocer como ondas SH.

Para la caracterización de este fenómeno, se han tomado un terreno compuesto como ejemplo, formado por una capa superior de 2 m de potencia apoyada sobre otro tipo de suelo más rígido que el sustrato superior, considerado un semi-espacio. Las características de ambos materiales se muestran en la tabla siguiente:

	Espesor (m)	Velocidad ondas P (m/s)	Velocidad ondas S (m/s)	Densidad (kg/m ³)
Estrato superior	2	360	118	1500
Estrato inferior	Infinito	1760	245	2000

Tabla 2.12. Propiedades tomadas para el ejemplo de estudio. Fuente: (113).

Una vez definido el suelo, el modo de vibración de las ondas P-SV producidas por una excitación en superficie a 40 Hz se muestra en la figura siguiente.

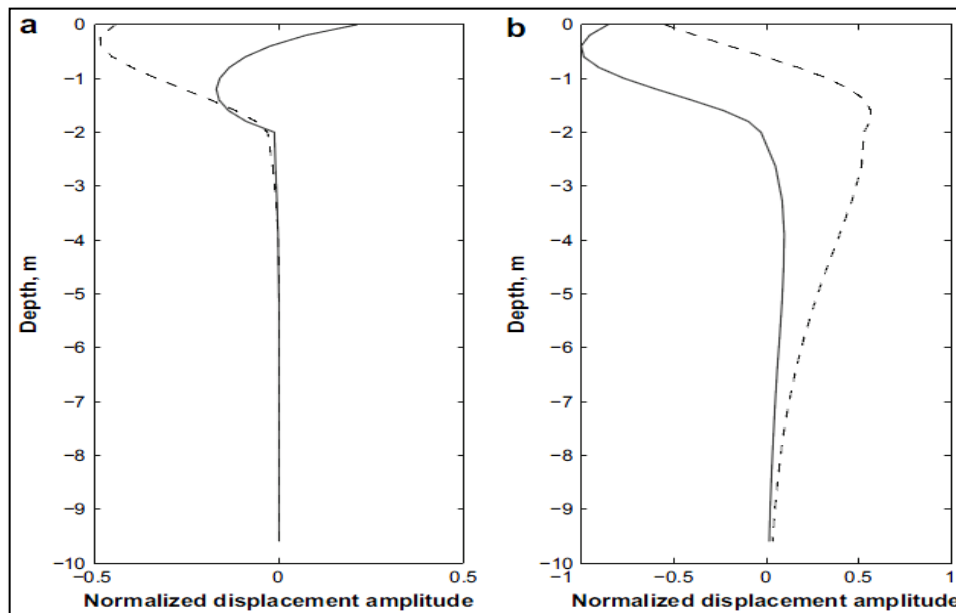


Figura 0.22. Desplazamientos provocados en una línea vertical por los dos primeros modos de vibración del terreno para una frecuencia de excitación de 40 Hz. a) 1^{er} modo; b) 2^o modo; —, desplazamientos laterales; - - -, desplazamientos verticales. Fuente: (113).

Si se analizan los desplazamientos verticales de esta gráfica (que son aquellos representados en línea discontinua), el primer modo de vibración de la onda (parte “a” de la figura) se parece a la onda de Rayleigh para un suelo homogéneo (cuya gráfica aparece representada en el apartado anterior). No obstante, en el suelo estratificado los movimientos principalmente se producen en la capa de material más blando. Una vez se superan los 2 m de profundidad, que

es el límite del estrato blando superior, los desplazamientos disminuyen bruscamente haciéndose nulos casi de manera inmediata conforme aumentamos en profundidad en el estrato inferior más rígido.

Si analizamos el movimiento de las partículas en un instante de tiempo, se puede observar como el movimiento se centra en la parte superior (en el estrato más blando) mientras que en el estrato inferior las partículas se quedan prácticamente fijas. Dentro del estrato superior, a su vez el desplazamiento se centra en la zona de menor profundidad en la capa de terreno.

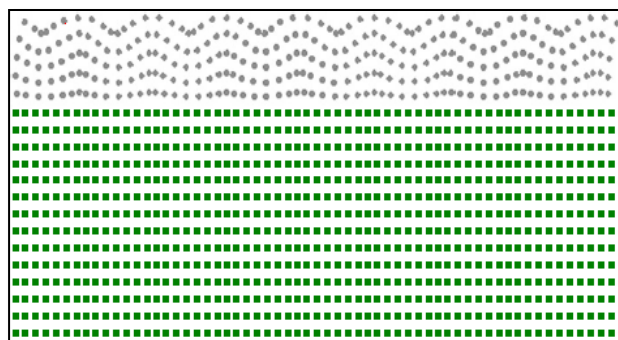


Figura 0.23. Desplazamiento instantáneo de las partículas de un terreno estratificado para el movimiento correspondiente a la propagación de las ondas del primer modo de vibración; círculos grises, partículas del primer estrato; cuadrados verdes, partículas del estrato inferior. Fuente: (113).

De este análisis se puede concluir que, en un terreno estratificado, para el primer modo de vibración y siendo el estrato superior más blando que el estrato inferior, las vibraciones se propagarán por el estrato superior menos rígido.

2.3.3.3. Atenuación durante la fase de propagación

Como se ha explicado anteriormente, cuando se genera en la vía una fuente de excitación dinámica, esta se convierte en una fuente de vibración que genera varios tipos de onda: unas superficiales (Rayleigh) y otras volumétricas (ondas superficiales y ondas transversales). En el caso de las vibraciones ferroviarias, la mayor parte de la energía generada por la vibración se propaga en forma de ondas superficiales sobre el estrato superior, el cual suele ser el más blando. Todas ellas tienen diferentes velocidades de propagación en función del tipo de onda, que además varían en función del medio elástico que atraviesan.

En la práctica ocurre que el suelo no es homogéneo, pues existen huecos que pueden estar o no ocupados por agua, rocas, así como condiciones de contorno tales como las paredes de túneles, las cimentaciones de los edificios e infraestructuras, etc. A causa de todos estos elementos, durante el fenómeno de la propagación de las ondas se produce una cierta pérdida de energía por unidad de volumen como consecuencia del aumento del tamaño del frente de ondas, aunque dentro de cada frente de ondas como conjunto esta permanezca constante. Este concepto se representa con el coeficiente de atenuación geométrica γ .

Esta pérdida de energía dependerá de la geometría y situación de la fuente de emisión de ondas (en este caso, la vía) así como la distancia de propagación. De este modo, si se considera la vía férrea como una fuente lineal, la energía de las ondas de vibración decaerá según la inversa de la distancia a las vías.

Además de las pérdidas debidas a la geometría, se deben considerar otras debidas al carácter viscoelástico de los materiales atravesados por la onda de propagación. Esta disipación de energía debida a la fricción entre las distintas partículas del terreno se ajusta a una expresión exponencial dependiente del tipo de terreno y de las distancias a la fuente receptora. De esta manera la expresión que rige este fenómeno es:

$$\frac{a_b}{a_a} = \left(\frac{r_a}{r_b}\right)^\gamma e^{\rho\pi f(r_a-r_b)}$$

Donde:

- a_a y a_b son los valores eficaces de aceleración en los puntos a y b , en m/s^2 .
- r_a y r_b son la distancia a la vía de los puntos a y b , en metros.
- γ es el coeficiente de atenuación geométrica.
- ρ es la constante de cada material que relaciona el factor de pérdida con la velocidad de propagación de la onda.
- f es la frecuencia de la onda, en Hz.

En la tabla siguiente se muestra el valor del coeficiente de atenuación geométrica, dependiendo del tipo de vía. Estos valores han sido obtenidos mediante diversos ensayos empíricos.

TIPO DE VÍA	γ
Superficie	1,425
Túnel	0,7
Entre pantallas	0,415

Tabla 2.13. Parámetro γ de atenuación en función del tipo de vía. Fuente: Elaboración propia.

Por su parte, y a título ilustrativo, en la tabla siguiente se muestran los valores empíricos del coeficiente ρ para diferentes tipos de suelos.

TERRENO	P
Arcillas, limos	0,0004595
Arenas, gravas	0,000376
Relleno	0,0020886
Roca	0,002125

Tabla 2.14. Valor de ρ para diferentes tipos de suelo típicos. Fuente: Elaboración propia.

De esta manera, los niveles de vibración que llegan a las estructuras del entorno de la vía son inferiores a los valores que se producen en la vía. Cuanto mayor sea la distancia entre la fuente de vibración y el elemento receptor, mayor grado de atenuación de la onda se producirá.

2.3.3.4. El diagrama de dispersión

Como se ha contemplado anteriormente, la propagación de ondas a través del terreno es un fenómeno tremendamente complejo, y con multitud de variables influyentes, que a la vez hacen difícil el análisis de situaciones concretas.

Dentro de las distintas metodologías existentes para representar vibraciones, para el caso de las vibraciones a través de un suelo, el diagrama de dispersión es la más adecuada y que más información nos proporciona. Esta se trata de una gráfica que representa la amplitud de la vibración en función de la frecuencia y el número de onda, siendo este último una magnitud de frecuencia

que indica el número de veces que vibra una onda en una unidad de distancia. Se trata de una herramienta que conviene que sea explicada más en detalle.

La longitud de onda circular para cada modo de vibración viene definida por la expresión:

$$k = \frac{2\pi}{\lambda}$$

Si representamos esta longitud de onda circular en función de la frecuencia de excitación a la que estemos sometiendo el terreno, obtenemos lo que se denomina un diagrama de dispersión. Cada línea del diagrama de dispersión representa un modo de onda asociadas a los modos de vibración de un terreno estratificado.

Considerando aún el ejemplo expuesto anteriormente y teniendo en cuenta las características fijadas en la Tabla, el diagrama de dispersión de las ondas P-SV está representado en la siguiente figura. En ella, se muestra la respuesta en términos de desplazamiento vertical en función de la frecuencia de excitación y del número de onda. Las zonas más claras del diagrama se corresponden con los valores máximos de amplitud de desplazamiento.

De este diagrama de dispersión se puede extraer una gran cantidad de información acerca del mecanismo de propagación de las ondas a través del suelo.

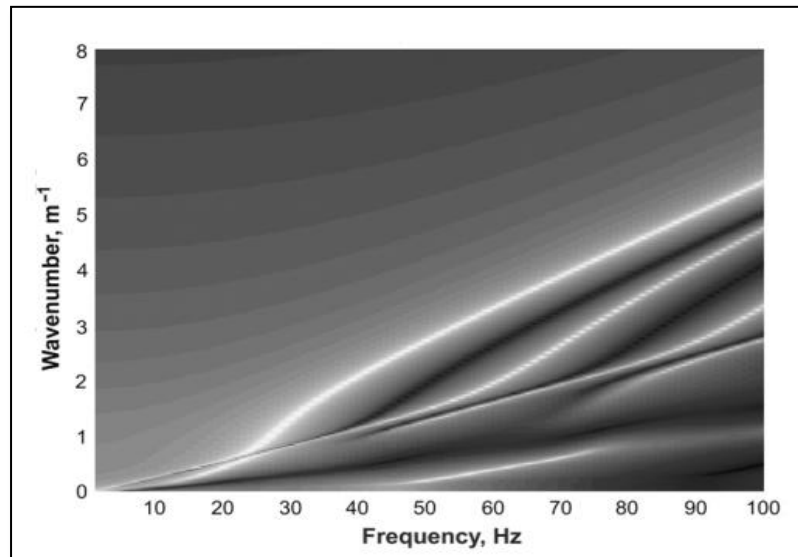


Figura 0.24. Amplitud de respuesta vertical representada en función del número de onda y de la frecuencia de excitación; color claro, máximos. Fuente: (113).

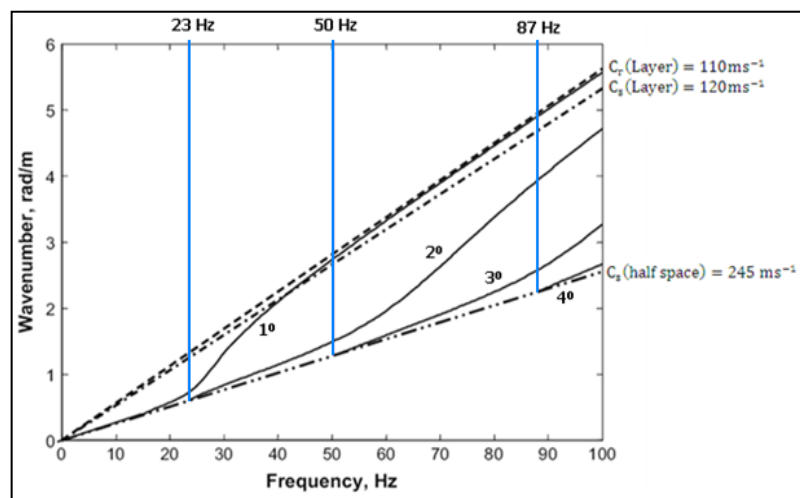


Figura 0.25. Diagrama de dispersión para las ondas de propagación P-SV. —, modos propios de vibración del terreno; - - -, velocidad de propagación de las Ondas de Rayleigh del estrato superior; - · - ·, velocidad de propagación de las Ondas-S del estrato superior; · · · ·, velocidad de propagación de las Ondas-S del estrato inferior. Fuente: (113).

Si construimos una línea desde el origen hasta un punto cualquiera de la curva, la inversa de la pendiente de esta línea es igual a la velocidad de la onda (velocidad de fase) para esa onda en esa frecuencia en particular, $c = \omega/k$. También

podemos conocer la velocidad de grupo, que no es más que la velocidad a la que se transporta la energía para cada tipo de onda, como $c = \partial\omega/\partial k$.

De este diagrama también se deduce que los diferentes modos de vibración no se dan para todas las frecuencias. Para un rango de bajas frecuencias, sólo se desarrolla el primer modo de vibración y éste tiene una velocidad de propagación cercana a la velocidad de las ondas S en el estrato inferior. Cerca de los 15 Hz, la longitud de onda de las ondas S es igual a la profundidad del estrato superior. A partir de este valor de frecuencia, el número de onda va creciendo más rápidamente hasta alcanzar a los 40 Hz la línea que representa las ondas de Rayleigh en el estrato blando superior. Este modo de propagación corresponde al movimiento que corresponde principalmente a la deformación de la capa superior.

El segundo modo aparece cerca de los 23 Hz de excitación. El resto de modos van apareciendo progresivamente. A los 50 Hz aparece el tercer modo y el cuarto modo lo hace a los 87 Hz. Esto quiere decir, que para activar cada uno de estos modos de vibración será necesaria una mayor frecuencia de excitación respectivamente. Si no se alcanza el umbral correspondiente, dicho modo de propagación no se activará y únicamente se transmitirá la onda con los modos inferiores al mismo.

Por tanto, mediante el diagrama de dispersión, para una determinada frecuencia de excitación, es posible conocer:

- La longitud de onda de cada una de las ondas correspondientes a cada modo de vibración.
- Los modos de vibración que se activarán como consecuencia de dicha excitación.
- La velocidad de fase de las ondas que resultan de dicha excitación.
- La velocidad de grupo de las ondas que resultan de dicha excitación.

2.3.3.5. El diagrama de dispersión en vías de ferrocarril

Una vez estudiado el concepto de diagrama de dispersión y de conocer la información que éste nos aporta, se va a considerar el efecto que se produce en la

propagación de vibraciones cuando se introduce el elemento vía de ferrocarril en el terreno.

Usando un modelo combinado vía/terreno, es posible determinar la amplitud de la vibración producida por la excitación de una carga vertical oscilante sobre la vía como función del número de onda circular para cada frecuencia. La siguiente figura muestra ésto, para los números de onda circular en la dirección de la vía. Esto da como resultado el espectro de vibración en la superficie del terreno. Comparando la Figura (ésta) con la Figura (el diagrama de antes), se puede observar que aparece una nueva línea clara, la cual representa la propagación para números de onda grandes.

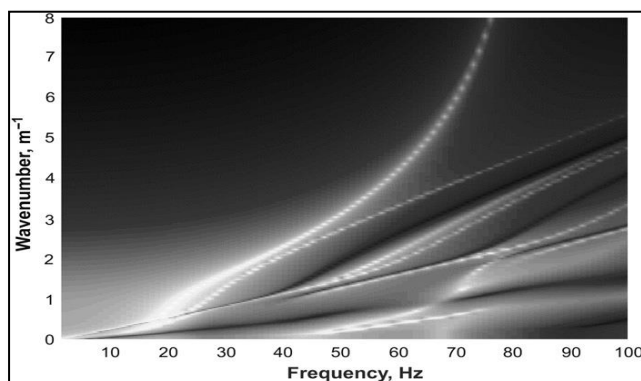


Figura 0.26. Amplitud de respuesta vertical representada en función del número de onda y de la frecuencia, calculado para el terreno estratificado tomado como ejemplo después de la implantación de una vía de ferrocarril. Fuente: (113).

Además, para el primer modo de vibración, en la frecuencia de excitación de 20 Hz es incluso más fuerte que en el caso anterior (el número de onda será mayor, y por tanto, la velocidad de la onda será menor). Como se puede observar en el diagrama de dispersión, esta nueva onda presenta una velocidad incluso más baja a la velocidad de propagación de las ondas de Rayleigh.

El diagrama de dispersión representa el mismo tipo de terreno que para los casos anteriores, pero habiéndose implantado una vía de ferrocarril. Este tipo de onda que se genera, se propagará en la dirección de la propia vía y en zonas muy cercanas a la misma. Como es lógico, este sistema presenta mayores problemas de resonancia que el anterior.

3.RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

Una vez conocidos teóricamente todos los elementos y fenómenos que pretenden formar parte de la solución a desarrollar en el presente proyecto, se va a proceder a obtener el diseño más óptimo. Para ello se van a realizar, por una parte, una serie de ensayos a distintas dosificaciones del hormigón, y por otra, la simulación de distintas disposiciones de bloques anti onda mediante modelos de elementos finitos que permitan conocer cuál es el comportamiento esperable.

ELECCIÓN SECCIÓN DE ESTUDIO Y CAMPAÑA DE MEDICIONES

Una vez establecidos los principios básicos que regirán el diseño de la nueva solución (esto es, tanto el estudio teórico y normativo del fenómeno de las vibraciones en el ámbito ferroviario, como el análisis de las ventajas y desventajas que aportan las diferentes medidas de mitigación existentes), es momento comenzar con su desarrollo.

Para ello, el primer paso consiste en diseñar, calibrar y validar un modelo numérico de elementos finitos capaz de predecir y analizar el comportamiento vibratorio de la vía y el entorno ante las diferentes excitaciones que genera el tráfico ferroviario.

Para ello, en el presente apartado se define aquella vía en la que tendrá lugar el desarrollo de la campaña de mediciones.

Así pues, una vez establecidos tanto la sección como los puntos de medición, es momento de plantear la elección de los equipos que registrarán las vibraciones y proceder al desarrollo in-situ de la propia campaña. Para ello, el presente apartado se estructura en dos partes fundamentales: una primera parte donde se recogen los requerimientos a exigir a los acelerómetros y una segunda parte donde se explica el desarrollo de la campaña de mediciones que tuvo lugar.

3.1.1. Elección de los equipos a emplear

En base al estado del arte se estima que la utilización de acelerómetros capaces de registrar $\pm 300g$ será más que suficiente.

Así mismo, y para quedarnos del lado de la seguridad, se plantea la necesidad de disponer de equipos capaces de registrar longitudes de onda con frecuencias asociadas del orden del kHz.

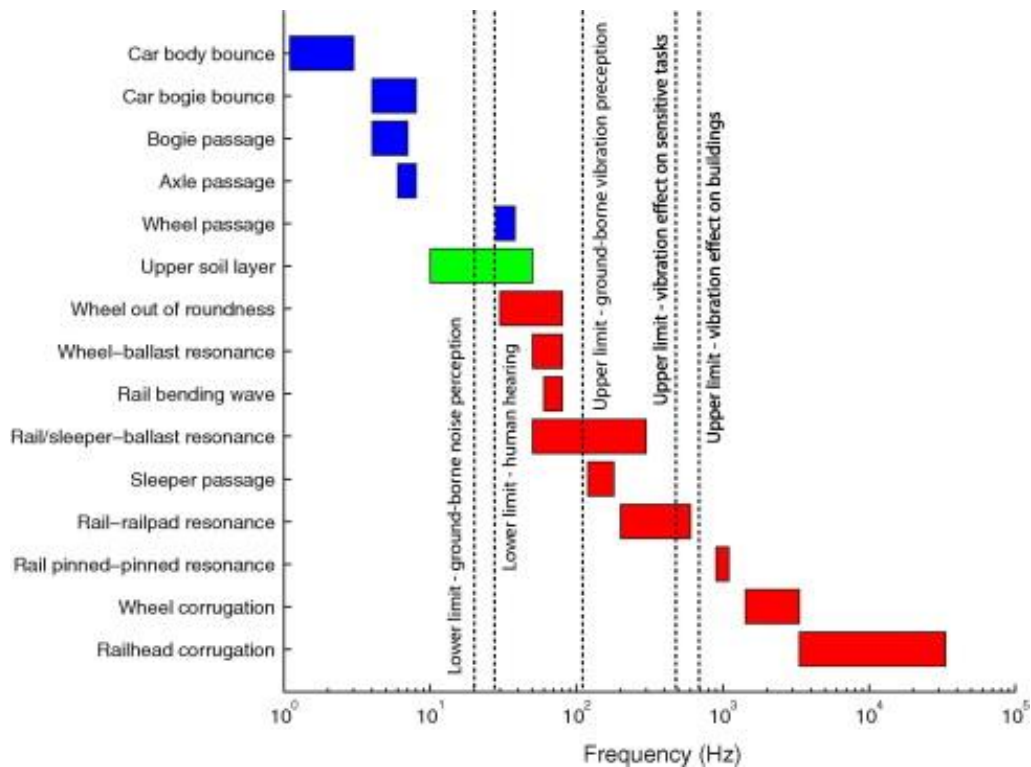


Figura 0.1 Rangos de frecuencias de excitación. Fuente: (17)

En vista de los requerimientos establecidos, se decide el uso de acelerómetros KS77C10 de la empresa METRA. Se trata de acelerómetros uniaxiales susceptibles de ser configurados en posición triaxial mediante un sencillo cubo de montaje. Además, pueden ser programados y controlados por un Sistema de Adquisición de Datos (SAD) mediante cableado y son susceptibles de ser imantados mediante unión roscada (lo cual asegura un montaje rígido del dispositivo de medida sobre la superficie del carril y sobre cualquier superficie metálica).

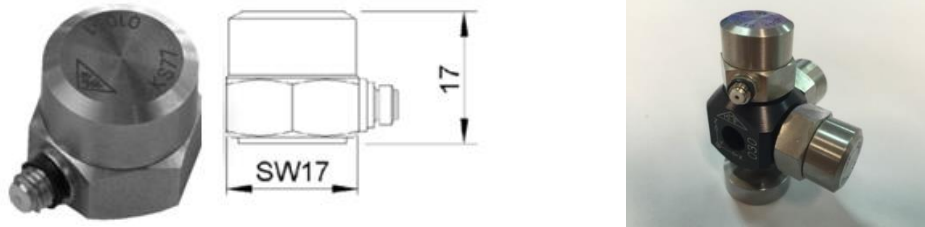


Figura 0.2 Acelerómetro uniaxial KS77C10 (izquierda) y montaje mediante cubo triaxial (derecha). Fuente: Metra Mess-und Frequenztechnik

En este caso, al plantearse el uso de 3 acelerómetros triaxiales (balasto, terreno 1 y terreno 2), así como 3 acelerómetros uniaxiales (centro traviesa, extremo traviesa y alma del carril) se requerirá un total de 12 canales de entrada (uno por cada acelerómetro uniaxial).

3.1.2. Desarrollo de la campaña de mediciones

Este proceso se lleva a cabo en dos etapas: la instrumentación de la sección y la excitación de la misma. Estos dos aspectos se abordan en los dos siguientes subapartados.

3.1.2.1. Instrumentación de la sección

El primer paso a considerar es el de analizar las imperfecciones en el contacto rueda-carril susceptibles de alterar los registros. En este sentido, una vez realizada la inspección visual *in-situ* del terreno, se detectó la presencia de juntas de dilatación en ambos carriles de la vía (emparejadas una frente a la otra y separadas una distancia de 10.2 metros). Por el contrario, no se detectó la presencia de fenómenos de desgaste ondulatorio acusados, pero sí se detectó una pequeña cimentación superficial en las proximidades de la sección (lo cual puede llegar a ser interesante a efectos de proyecto).

Ante estos condicionantes, y tal y como se ha establecido, se decidió ubicar la sección a instrumentar sobre una línea imaginaria perpendicular al eje de la vía lo más centrada posible entre juntas (siempre y cuando ésta recayera sobre una

travesía) pero sin estar demasiado cerca de la cimentación cercana. De este modo, la ubicación de los sensores quedó del siguiente modo:

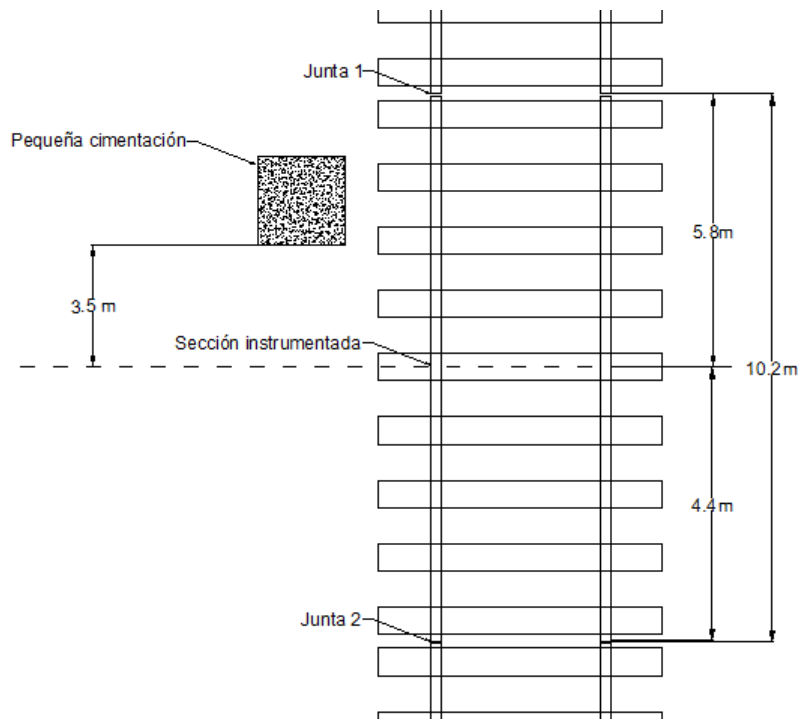


Figura 0.3 Croquis de la sección instrumentada. Dibujo no a escala. Fuente: Elaboración propia

Siguiendo con los condicionantes físicos del terreno, y en base a las dimensiones de la propia infraestructura, se decidió posicionar un total de seis puntos de medida del siguiente modo:

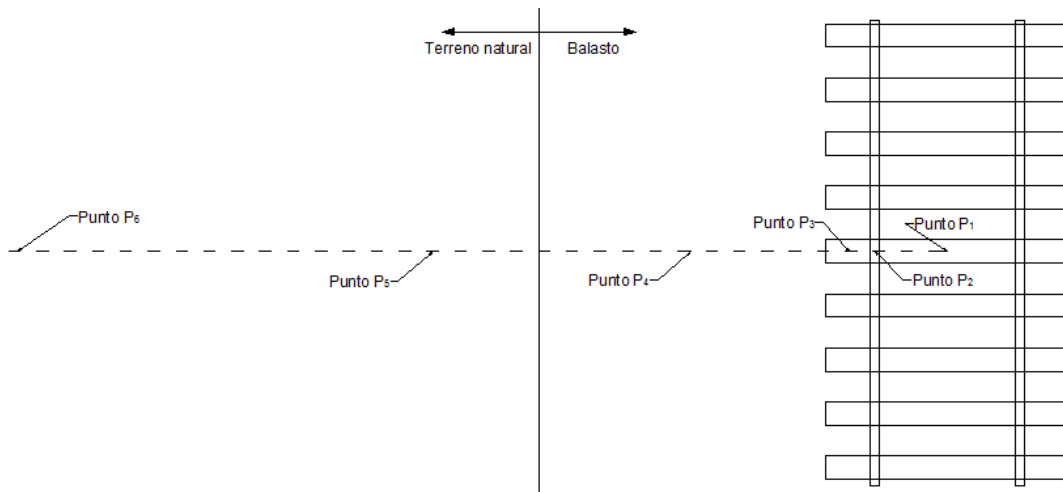


Figura 0.4 Ubicación de los puntos de medición. Fuente: Elaboración propia

A partir de la inspección visual in-situ se decidió establecer la siguiente posición de los puntos de muestreo:

- Punto P1: Centro de traviesa.
- Punto P2: Alma del carril.
- Punto P3: Extremo de traviesa
- Punto P4: En balasto a una distancia 130cm del carril
- Punto P5: En terreno natural a una distancia 340cm del carril (terreno 1)
- Punto P6: En terreno natural a una distancia 630cm del carril (terreno 2)

Las fotografías de la posición final de los sensores pueden observarse a continuación.

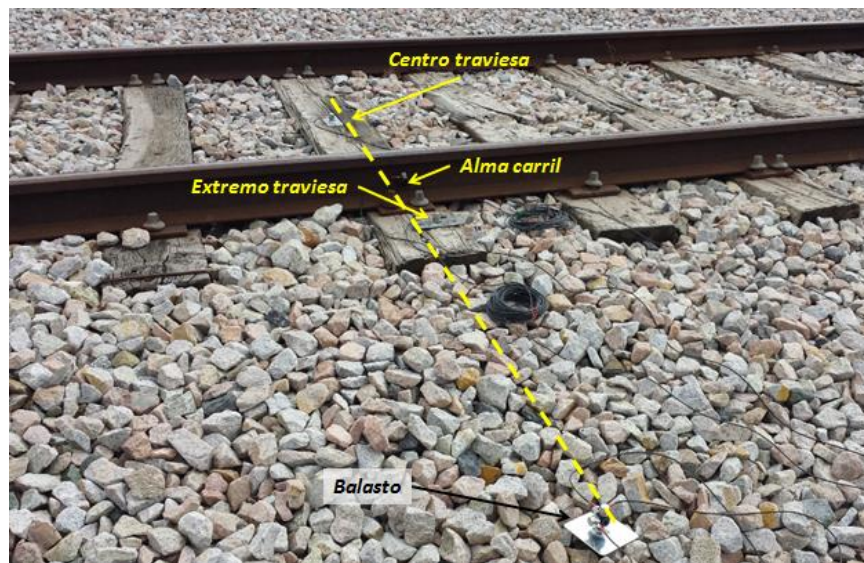


Figura 0.5 Ubicación de 4 puntos de medición: Centro traviesa, alma carril, extremo traviesa y balasto. Fuente: Elaboración propia



Figura 0.6 Ubicación de 2 puntos de medición: Balasto y Terreno 1. Fuente: Elaboración propia



Figura 0.7 Ubicación de 2 puntos de medición: Terreno 1 y Terreno 2. Fuente: Elaboración propia

Para aquellos sensores ubicados en la propia traviesa se emplearon unas pequeñas placas metálicas, adheridas sobre la superficie mediante adhesivo epóxico como se muestra en la siguiente figura:



Figura 0.8 Pletina metálica adherida a la superficie de la traviesa. Fuente: Elaboración propia

Por su parte, los sensores situados en la banqueta de balasto y en terreno natural requirieron de unas piezas auxiliares fabricadas *ex profeso*.



Figura 0.9 Pica metálica clavada en balasto (izquierda) y terreno natural (derecha).
Fuente: Elaboración propia

La instalación se completó mediante la ubicación del Sistema de Adquisición de Datos (SAD).



Figura 0.10 Ubicación del SAD durante las mediciones. Fuente: Elaboración propia

3.1.2.2. Fuente de excitación

Para la campaña desarrollada se dispuso de una locomotora diesel ALCO de 6 ejes y 111 toneladas de peso (véase la siguiente fotografía) que no disponía de carga remolcada. Se sustenta sobre dos bogies de 3 ejes cada uno con diferente empate (véase la siguiente figura) y monta ruedas de 1016mm de diámetro.



Figura 0.11 Locomotora ALCO registrada durante la campaña de mediciones.
Fuente: Elaboración propia

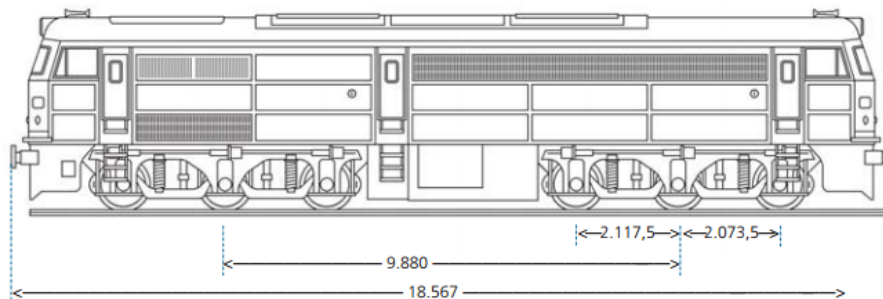


Figura 0.12 Dimensiones de la locomotora ALCO S321. Cotas en mm. Fuente: (18)

3.1.3. Escenarios de carga establecidos

Afortunadamente, para dar por calibrado y validado un modelo numérico (objetivo principal de esta campaña experimental), no existen condicionantes relativos a la velocidad mínima del movimiento de la carga ni a la dirección de avance de la misma (más allá de aquellos meramente ligados a los tiempos computacionales). No obstante, sí que resulta conveniente disponer de diversos escenarios para poder contrastar la validez de las simulaciones.

Los escenarios de carga quedaron planteados del siguiente modo:

- Escenario 1: Sentido creciente de Punto Kilométrico (PK) y velocidad circulación V_1
- Escenario 2: Sentido decreciente de PK y velocidad de circulación V_1
- Escenario 3: Sentido creciente de PK y velocidad de circulación V_2
- Escenario 4: Sentido decreciente de PK y velocidad de circulación V_2



Figura 0.13 Punto de partida de la locomotora durante la campaña. Fuente: (18)

Se fijaron 3 velocidades de circulación: 10 km/h; 17.5 km/h y 25 km/h. No obstante, la velocidad de circulación en sentido de vuelta (PK decreciente) no podía ser idéntica a la del sentido de avance puesto que el final de la vía se encontraba próximo. Por este motivo se decidió fijar otras tres velocidades² distintas: 5 km/h; 7.5 km/h y 10 km/h. De este modo, los escenarios de carga quedaron definidos del siguiente modo ⁽²⁾:

- Escenario 1: Sentido creciente de PK y velocidad de circulación 10 km/h
- Escenario 2: Sentido creciente de (PK) y velocidad de circulación 17.5 km/h
- Escenario 3: Sentido creciente de PK y velocidad de circulación 25 km/h
- Escenario 4: Sentido decreciente de PK y velocidad de circulación 5 km/h
- Escenario 5: Sentido decreciente de PK y velocidad de circulación 7.5 km/h
- Escenario 6: Sentido decreciente de PK y velocidad de circulación 10 km/h

Una vez establecidos todos los parámetros explicados a lo largo del presente apartado, se dio inicio a la campaña de mediciones y se procedió al registro de datos.

² Conviene puntualizar que todas estas velocidades se consideran aproximadas, puesto que el velocímetro del vehículo era analógico y no se puede fijar con gran precisión la velocidad de paso

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS Y AMORTIGUADORAS DE LOS MATERIALES

Para poder definir las características que posteriormente serán necesarias para la determinación de las propiedades del modelo numérico, se necesita conocer a la perfección los materiales que forman parte de la sección de estudio. Como ha quedado reflejado en apartados anteriores, se ha decidido que los materiales sigan un modelo comportamiento elástico lineal y que la componente viscosa de los materiales venga determinada por la Teoría de Rayleigh.

A continuación, se definirán las características de cada uno de los elementos que componen la sección de vía estudiada.

3.1.4. El carril

La vía de la sección de estudio dispone de carril UIC-54. En base a sus características, se ha decidido que el carril tenga las siguientes propiedades elásticas: el módulo de Young $E_{\text{carril}}=2,1 \cdot 10^{11}$ Pa, la densidad de 7.850 Kg/m^3 y un coeficiente de Poisson $\nu=0,3$.

3.1.2. La placa de asiento

La placa de asiento es un componente elástico que se coloca entre el carril y la traviesa.

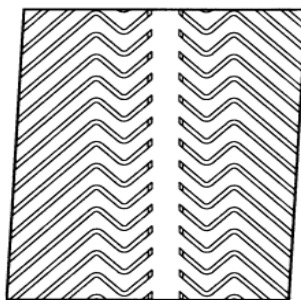


Figura 0.1 Placa de asiento de caucho. Fuente: ADIF.

En el caso de la vía de estudio, el carril se encuentra situado sobre una placa elástica tipo EDILON, cuya elasticidad es muy superior a la del carril, traviesa o

losa, por lo que la elección del módulo de elasticidad apropiado es un factor importante en el diseño de la vía. Teniendo en cuenta la importancia éste, tenemos una placa de asiento cuyo módulo de Young tomará un valor de $8 \cdot 10^6$ Pa, el coeficiente de Poisson será de 0,45 y la densidad $\rho=900$ Kg/m³.

3.1.3. La traviesa

Las traviesas de las que dispone la sección de estudio están compuestas de madera.



Figura 0.2. Traviesa de madera. Fuente: *maderea.es*.

Su módulo de elasticidad es $7 \cdot 10^5 - 8 \cdot 10^5$ kg/cm² y su densidad 750-1.100 kg/m³

3.1.4. El balasto

El balasto es el material que se dispone entre las traviesas y la capa de terminación de la plataforma. Se compone de materiales granulares de una granulometría variable entre 40 y 150 mm aproximadamente. Su espesor es variable y suele ir colocado sobre una capa de menor grosor y piedra fina.



Figura 0.3 Típica construcción de vía sobre balasto. Fuente: (5)

Las propiedades elásticas del balasto que forma parte de la sección a estudiar son las siguientes: módulo de Young es igual a $100 \cdot 10^6$ Pa, coeficiente de Poisson es 0,2 y densidad es 1.900 kg/m^2 .

3.1.5. Terreno

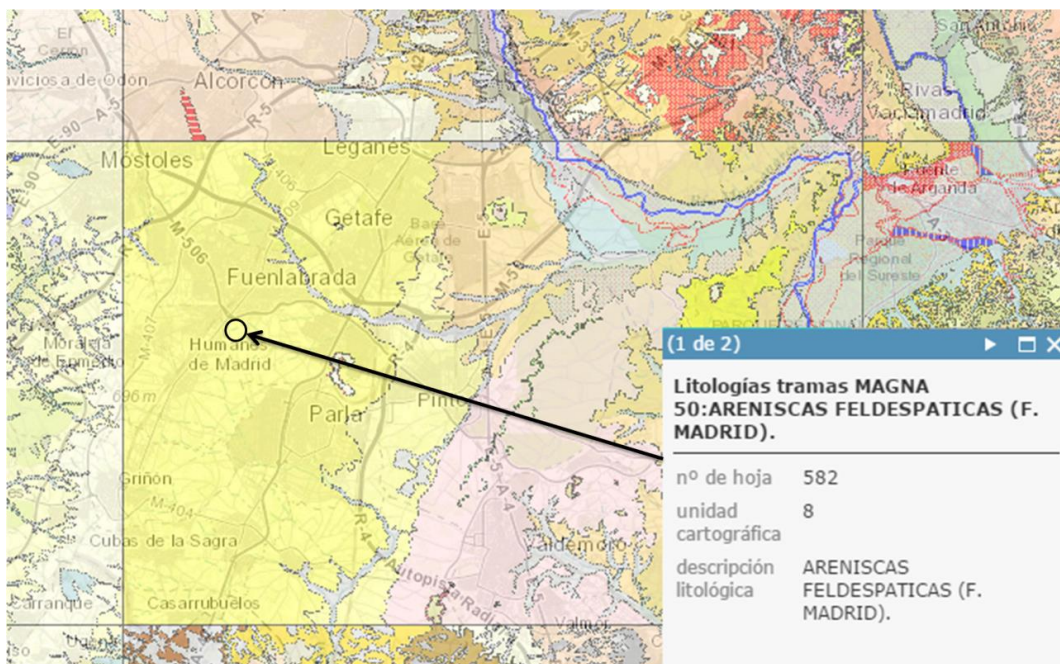


Figura 0.4 Mapa geológico de la zona de estudio a escala 1:200000. Fuente: IGME.

Según el texto encontrado en el mapa geológico, la sección se encuentra sobre un estrato de areniscas feldespáticas. De acuerdo con Luis I. González de Vallejo *et al* (136), se obtienen las propiedades físico-mecánicas orientativas de la arenisca.

3.1.6. Wave Impeding Block

Este elemento de la vía es una barrera situada por debajo de la superficie de las vías de tráfico ferroviario que ayuda a reducir la propagación de las vibraciones. En el caso de la sección de estudio, el material que constituye la barrera es el

hormigón. Concretamente un hormigón con una densidad de 2.600 kg/m^3 , coeficiente de Poisson $0,2$ y un módulo de elasticidad de $30 \cdot 10^9 \text{ Pa}$ (137).

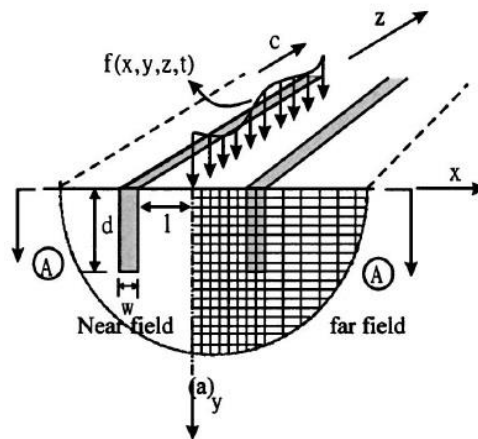


Figura 0.5 Modelo del WIB. Fuente: [10]

MODELIZACIÓN DE LOS CONTORNOS DEL MODELO

El estudio de un fenómeno vibratorio mediante modelos de elementos finitos presenta la limitación en cuanto a los contornos se refiere. Un contorno mal definido puede producir la reflexión irreal en dichas fronteras, lo que produciría que las ondas, en lugar de continuar su propagación hacia el entorno, se reflejan en el mismo y volvieran en dirección hacia la fuente de excitación quedando recluidas en el dominio de la sección objeto de estudio.

Para evitar esta situación, es necesaria la definición de unos contornos especiales en el modelo que idealicen el comportamiento de propagación real de las ondas hacia el entorno.

En este apartado, se expondrán las principales características de estos contornos especiales, denominados contornos absorbentes.

3.1.7. Estudio de la modelización de los contornos del modelo

Debido a la existencia de límites artificiales, se produce un rebote de las ondas en sus inmediaciones que distorsionan los resultados. Por ello, se debe realizar un

modelo con una longitud suficiente que evite la presencia de esta distorsión en los resultados.

Para la correcta reproducción del fenómeno ondulatorio mediante el método de los elementos finitos y para una mejora en la eficacia computacional se desea minimizar el número de elementos en un análisis de elementos finitos. Desde que las dimensiones de los elementos se obtienen generalmente a partir de la velocidad de propagación de las ondas y el rango de frecuencias que se desea estudiar, minimizar el número de elementos usualmente conlleva minimizar el tamaño de la región modelizada.

Por ello, en los límites del espacio geométrico donde se va a analizar el sistema se definen unas condiciones de contorno que representan la conexión con el entorno y que condicionan su comportamiento. Estas condiciones pueden ser cargas, desplazamientos, restricciones al movimiento, etc.

Las condiciones de contorno más habituales en análisis numéricos dinámicos mediante elementos finitos son:

- Uso de elementos semi-infinitos (elementos de contorno). Plaxis (138) y Towhata (139).
- Adaptación de las propiedades del material en los elementos de borde (baja rigidez, elevado amortiguamiento). Plaxis (138).
- Uso de contornos viscosos. Plaxis (138), Towhata (139) y Kramer (140).

Las condiciones de contorno más empleadas para análisis dinámico mediante el método de los elementos finitos son el uso de contornos viscosos. De acuerdo con Plaxis (138) estos contornos absorbentes se basan en que el incremento de tensión en el contorno por la llegada de las ondas sea absorbido sin rebote por el mismo.

3.1.8. Definición de contornos absorbentes

Uno de los inconvenientes que presentan los modelos de elementos finitos es la representación del terreno. Tenemos que representar el comportamiento de un espacio infinito con una región finita limitada con contornos. Una de las soluciones

para conseguir esto, evitando el rebote de las ondas en los contornos artificiales, es el uso de contornos absorbentes.

LYSMER y KUHLEMEYER (141) propusieron unos elementos que simulaban las condiciones de contorno viscosas. Dichos elementos son unos amortiguadores orientados normal y tangencialmente que transmiten una fuerza que absorbe/atenúa las ondas incidentes, solucionando en parte, los problemas que presentan las condiciones de contorno estáticas.

Las fuerzas que debían transmitir los amortiguadores son:

$$F_n = -a * \rho * V_p * U_n$$

$$F_t = -b * \rho * V_s * U_t$$

Donde ρ es la densidad, U_n y U_t las velocidades normal y tangencial, V_p y V_s las velocidades de las ondas, y a y b son coeficientes de relajación que han sido introducidos para mejorar el efecto de la absorción.

El estudio analítico de LYSMER y KUHLEMEYER propuso que lo más óptimo para la absorción de las ondas reflectantes es considerar $a=b=1$. Aunque mediante estudios numéricos se determinó posteriormente que dichos parámetros no son muy influyentes.

Para evitar la ineficacia e inestabilidades que presentaban los métodos anteriores en bajas frecuencias, DEEKS (142) propusieron el *Viscous-Spring Dynamic Boundary* para modelos 2-D y 3-D. Los autores disponían muelles y amortiguadores en paralelo tanto en dirección normal como en la tangencial al contorno. Las fuerzas a transmitir por los amortiguadores son las propuestas por LYSMER y KUHLEMEYER, y la constante de rigidez de los muelles es:

$$K = \alpha * \frac{G}{R}$$

Siendo G el módulo de cortante, R la distancia entre el foco de la vibración y el contorno, y α un parámetro que depende del plano en el que actúe el muelle. La fuerza que tiene que transmitir el amortiguador se corresponde con F_n y F_t obtenidas de las expresiones expuestas anteriormente.

Para el caso 3-D, debemos considerar el área efectiva a la que afecta cada nodo para determinar las constantes del elemento.

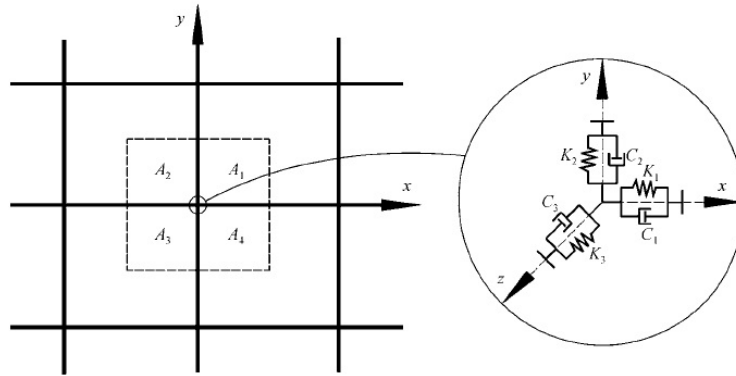


Figura 0.1 Esquema de la disposición de los elementos en las condiciones de contorno.
Fuente: (13)

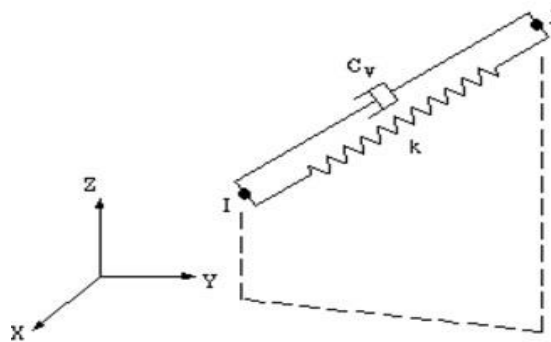


Figura 0.2 Condiciones de contorno en límite del modelo. Fuente: ANSYS.

Roca Intacta	Módulo de elasticidad estático, E $\text{kg/cm}^2 (\times 10^5)$	Módulo de elasticidad dinámico, E_d $\text{kg/cm}^2 (\times 10^5)$	Coefficiente de Poisson, ν
Andesita	3,0-4,0		0,23-0,32
Anfibolita	1,3-9,2	4,6-10,5	
Anhidrita	0,15-7,6		0,1-0,4
Arenisca	0,3-6,1	0,5-5,6	(0,24-0,31)
Basalto	3,2-10	4,1-8,7	0,19-0,38
Caliza	1,5-9,0 (2,9-6,0)	0,8-9,9	(0,25)
Cuarcita	2,2-10 (4,2-8,5)		0,12-0,33 (0,25-0,30)
Diabasa	6,9-9,6	6,0-9,8	0,08-0,24 (0,11-0,15)
Diorita	0,2-1,7	2,5-4,4	0,28
Dolomía	0,4-5,1	2,2-8,6	0,29-0,34
Gabro	1-6,5		0,12-0,20
Gneiss	1,7-8,1 (5,3-5,5)	2,5-10,5	0,08-0,40 (0,20-0,30)
Esquisto	0,6-3,9 (2,0)		0,01-0,31 (0,12)
Granito	1,7-7,7	1,0-8,4	0,1-0,4 (0,18-0,24)
Grauvaca	4,7-6,3	2,3-10,7	0,25
Limolita	5,3-7,5	0,7-6,5	0,25-0,29
Lutita	0,3-2,2	1,0-7,0	
Marga	0,4-3,4	1,0-4,9	
Mármol	2,8-7,2		0,1-0,4 (0,23)
Micasquisto	0,1-2,0		
Pizarra	0,5-3,0		
Sal	0,5-2,0		0,22
Toba	0,3-7,6		0,24-0,29
Yeso	1,5-3,6		

Valores máximos y mínimos. Valores medios entre paréntesis.
 Datos seleccionados a partir de Rahn (1986), Johnson y De Graff (1988), Goodman (1989), Waltham (1999),
 Duncan (1999).

Tabla 3.1 Características mecánicas de las traviesas. Fuente: (13).

En base a la tabla anterior, para el terreno sobre el que se apoya la vía se tomará un módulo de Young de $45 \cdot 10^6$ Pa, un valor del coeficiente de Poisson $\nu=0,33$ y una densidad $\rho=1.800$.

Por otra parte, para el terreno situado a 6 m del eje de la vía se asignará un módulo de Young de $90 \cdot 10^6$ Pa, coeficiente de Poisson 0,33 y una densidad $\rho=1.800$.

DEFINICIÓN DE LAS DIMENSIONES DEL MODELO

El objetivo de este apartado es definir los criterios de dimensionamiento tanto de los elementos como del modelo global, en dirección tanto transversal a la vía como longitudinal. Para ello se atenderá a criterios de dimensionamiento dinámico

que van en la misma dirección que el criterio de precisión. Este último, pretende obtener una fiel simulación del fenómeno vibratorio ajustando los parámetros de la manera más óptima posible para que los resultados sean precisos, siempre dentro de un rango de exactitud en el que no se sacrifique el tiempo de cálculo.

3.1.9. Dimensiones del modelo y elementos

La existencia de fronteras artificiales como las condiciones de contorno implican un rebote de las ondas en sus inmediaciones que distorsionan los resultados, por ello debemos de ser capaces de dotar al modelo de una longitud libre tal que pueda reproducirse con precisión el fenómeno ondulatorio. Debemos de tener en cuenta que no basta únicamente con dar un margen adecuado para que las ondas se desarrollen, sino que además se precisa obtener unos tiempos de cálculo aceptables. Modelos muy grandes suponen un mayor número de nodos y por tanto un mayor número de grados de libertad.

Por otro lado, el criterio de dimensionamiento del modelo viene determinado por el medio en el que se propagan las ondas a estudiar. Dado que los resultados que interesa extraer se obtienen en la superficie o cerca de ella, las ondas que han de estudiarse e intentar reproducir con exactitud son las conocidas como Ondas Rayleigh. Según la bibliografía consultada (143), cuando el terreno es estratificado y el estrato superior es mucho más flexible que los inferiores, la mayor parte de la energía de las ondas se propaga por el estrato superior. Así, la longitud de onda y la velocidad de propagación que interesan serán las de las Ondas Rayleigh propias del terreno inmediatamente inferior a la superestructura ferroviaria.

Para este caso, se pretende estudiar el rango de longitudes de onda que se encuentra comprendido entre los 2 y los 100 Hz.

3.1.10. Dimensionamiento global

Las dimensiones longitudinal y transversal a la vía deben ser comparables con la longitud de onda más grande que se pretende estudiar con el modelo. Como ya se ha especificado con anterioridad, se pretende estudiar el rango de frecuencias de 2 a 100 Hz utilizando el dimensionamiento para las Ondas Rayleigh, ya que son las

que se propagan por la superficie del terreno y más concretamente, casi en su totalidad, por el estrato superior. Así pues, serán las características de éste las que definan su velocidad y su comportamiento.

El criterio aplicable para dimensionar las longitudes del modelo tiene que ver con las longitudes de onda de Rayleigh, es decir, cualquier longitud del modelo ha de ser mayor o igual a la longitud de la Onda de Rayleigh más larga que se pretenda estudiar. Resulta conveniente pues recordar que la velocidad de propagación de las ondas R de Rayleigh se calcula como el 90% de las ondas S, lo cual genera la siguiente ecuación:

$$V_R = 0.9 * V_S = 0.9 * \sqrt{\frac{E_{\text{estrato}}/2 * (1 + \nu)}{\rho_{\text{estrato}}}}$$

En nuestro caso, la velocidad de las ondas de Rayleigh viene determinada por el estrato de arena. Como todavía no se conocen las características de la arena, se han escogido unas propiedades lógicas para ella. Sin embargo estas se determinarían con posterioridad mediante la calibración del modelo en el caso de que su variación sea significativa para la respuesta. Así pues, la velocidad de las ondas de Rayleigh que obtendríamos es:

$$V_R = 0.9 * V_S = 0.9 * \sqrt{\frac{45.000.000/2 * (1 + 0,33)}{2.000}} \approx 93 \text{ m/s}$$

Por otro lado, como la frecuencia de una onda es el cociente entre su velocidad y su longitud de onda, la longitud de onda mayor a estudiar será aquella que tenga asociada una menor frecuencia. Ésta es $f_{\text{inf}}=2$ Hz. Por tanto:

$$\lambda_{SUP} = \frac{V_{RAYLEIGH}}{f_{\text{inf}}} = \frac{93}{2} = 46,5 \text{ m}$$

Siendo λ_{SUP} la longitud de onda de Rayleigh más elevada que se pretende estudiar. Según el criterio habitual de dimensionamiento, la longitud tanto transversal del modelo como longitudinal debe ser mayor o igual que λ_{SUP} . Por experiencias previas, se establece como dimensión global del modelo 48 m.

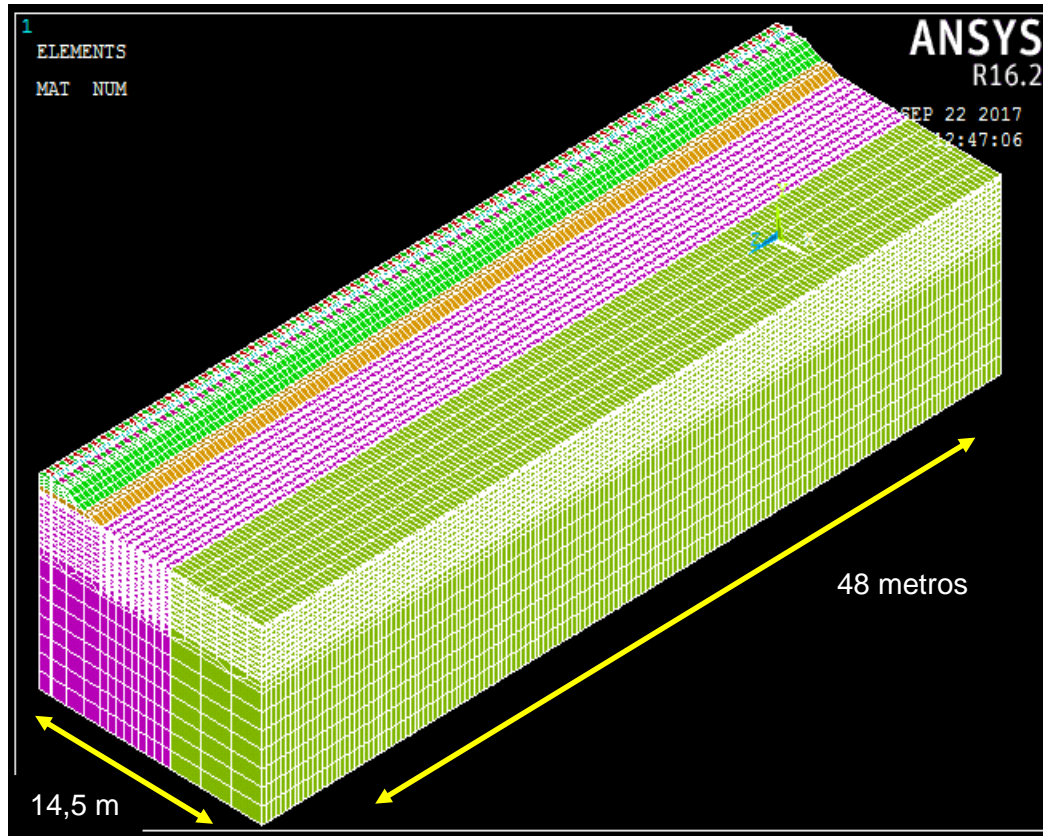


Figura 0.1 Modelo con longitudes adoptadas. Modelización con ANSYS.
Fuente: Elaboración propia.

3.1.11. Elección del tipo de elemento

En ANSYS, los elementos tipo "SOLID" se utilizan en la discretización de elementos tridimensionales. En el modelo que se desarrolla, se ha escogido como elemento de referencia para el mallado tipo el "SOLID185", definido por ocho nodos con tres grados de libertad cada nodo: desplazamientos en los ejes X, Y, Z. Este elemento tiene forma de hexaedro, pero puede usarse como prisma e incluso tetraedro.

Este tipo de elemento se ajusta muy bien al comportamiento de los materiales del sistema ferroviario, debido a que puede reflejar el comportamiento tanto a compresión como a tracción de elementos como el hormigón y el terreno.

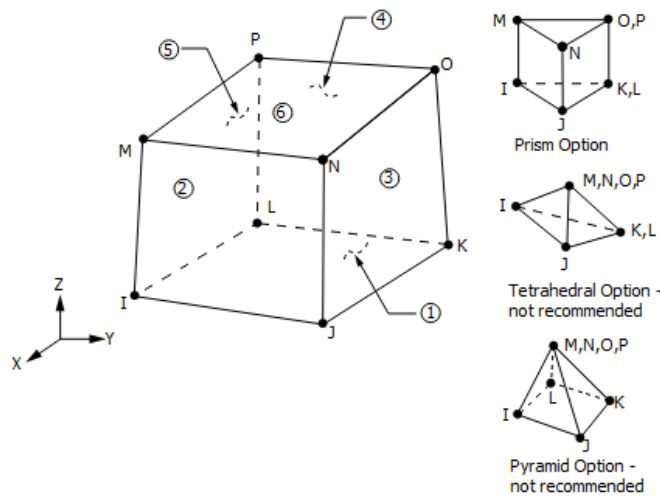


Figura 0.2 Geometría del SOLID185. Elemento tipo del modelo. Fuente: manual de ANSYS.

3.1.12. Dimensionamiento de los elementos

Procediendo de forma similar a la del dimensionamiento global, el cálculo se basará en el criterio seguido por Andersen, L. y Jones, CJC (144), el cual establece que la longitud de onda más pequeña que se pretende representar ha de abarcar al menos a 6 nodos del modelo.

Como ya se ha visto en el apartado anterior, la velocidad de las ondas de Rayleigh en el estrato superior del terreno se puede estimar como 93 m/s. Así pues, para esta velocidad, la longitud de onda menor se dará para la mayor frecuencia que se pretenda estudiar. Ésta es $f_{sup}=100$ Hz. Por tanto:

$$\lambda_{INF} = \frac{V_{RAYLEIGH}}{f_{sup}} = \frac{93}{100} = 0,93 \text{ m}$$

Aplicando el criterio anterior y para el tipo de elemento seleccionado, el número de elementos que harían falta para abarcar una longitud de onda sería de 5.

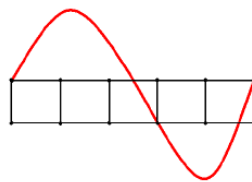


Figura 0.3 Criterio de diseño de las dimensiones de los elementos. Fuente: elaboración propia.

Por tanto, las dimensiones de los elementos serán:

$$D_{elem} = \frac{\lambda_{INF}}{5} = 0.187 \text{ m}$$

Así pues, ésta será la dimensión que se adopte para todos y cada uno de los elementos en dirección longitudinal a la vía. Sin embargo, para la dimensión paralela a la dirección transversal a la vía se adoptará una longitud dependiendo de la distancia del elemento al eje de la vía. Para los elementos que se encuentren en una franja de 8,5 m a partir del eje de la vía será la acorde con el criterio expuesto. Para aquellos elementos que estén situados a una distancia mayor a la expuesta anteriormente, la dimensión transversal será el doble del tamaño de elemento calculado.

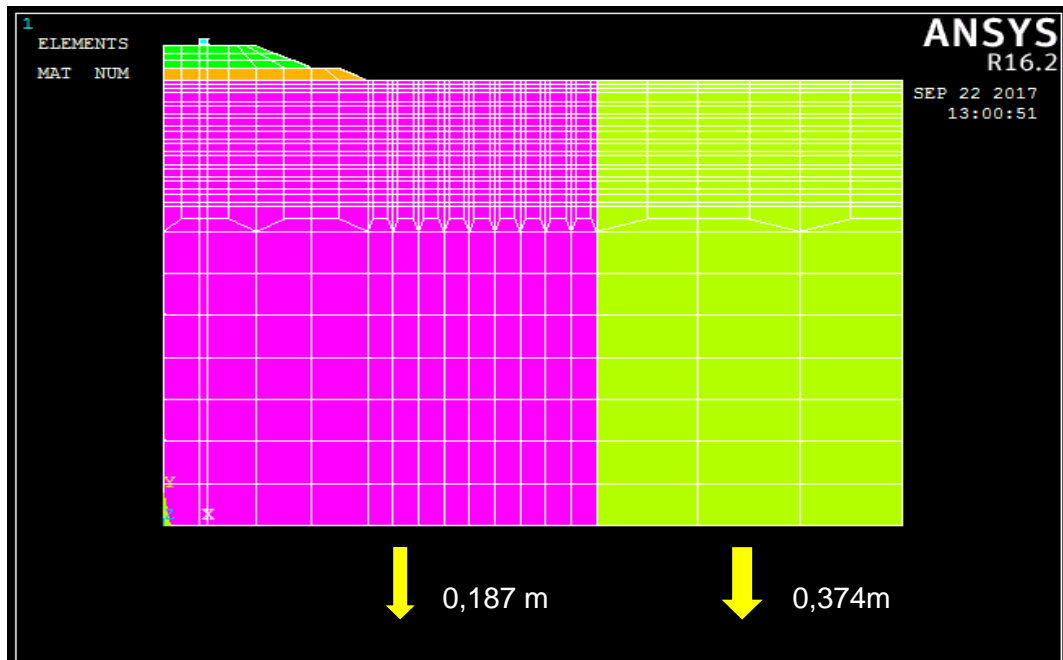


Figura 0.4 Dimensiones en dirección transversal a la vía de los elementos del terreno. Modelización con ANSYS. Fuente: Elaboración propia

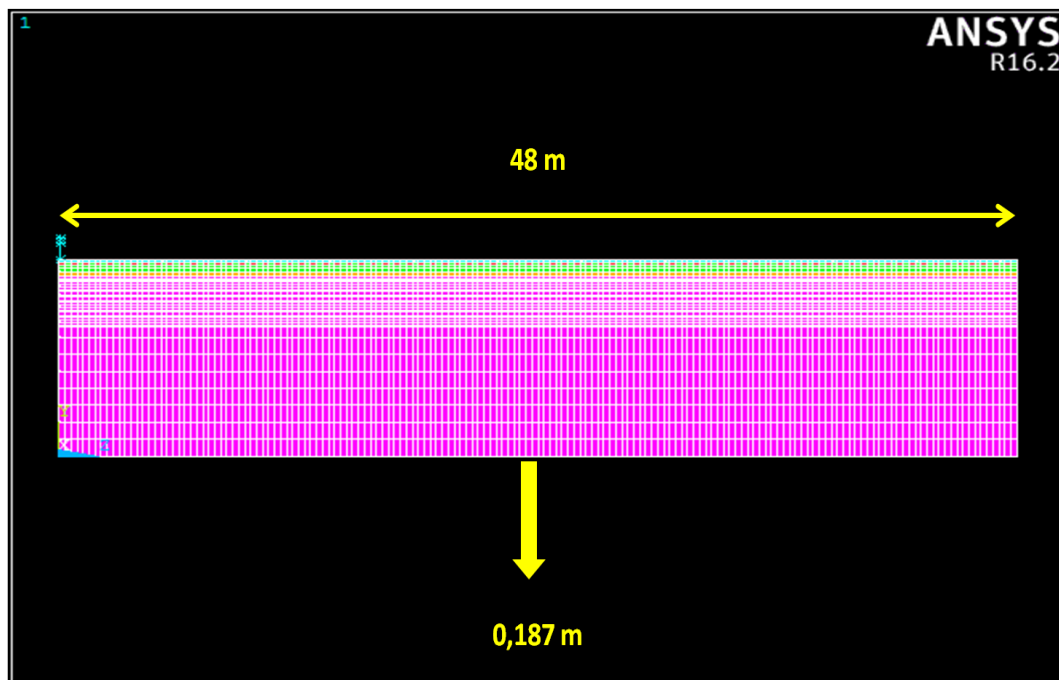


Figura 0.5 Dimensiones en dirección transversal a la vía de los elementos del terreno.
Modelización con ANSYS. Fuente: Elaboración propia

IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO POR MÉTODOS DE ELEMENTOS FINITOS

3.1.13. Método de los elementos finitos

El Método de los Elementos Finitos supone la discretización del dominio en subdominios denominados elementos, que son puntos (en el caso lineal), superficies (en el caso bidimensional) o volúmenes (en el tridimensional), que a su vez disponen de nodos, que conectan entre sí los elementos y que dan continuidad al sistema discreto. Sobre estos nodos se materializan las incógnitas fundamentales del problema.

En el caso de elementos estructurales las incógnitas del problema son los desplazamientos nodales, ya que a partir de éstos podemos calcular el resto de incógnitas que nos interesen: deformaciones, velocidades, aceleraciones, etc. A estas incógnitas se les denomina grados de libertad de cada nodo del modelo. Los

grados de libertad de un nodo son las variables que nos determinan el estado y/o posición del nodo. La suma de todos los grados de libertad de cada nodo por separado son los grados de libertad totales del modelo.

El problema se formula en forma matricial. Así, el procedimiento de cálculo es muy sencillo mediante el uso de ordenadores. Una vez se conocen las matrices que definen el comportamiento del elemento, se ensamblan y se forma un conjunto de ecuaciones algebraicas, lineales o no, cuya resolución proporciona los valores de los grados de libertad en los nodos del sistema.

Una vez conocidos los valores de los grados de libertad de los nodos del sistema podemos determinar cualquier otra incógnita deseada: deformaciones, velocidades aceleraciones, tensiones, etc.

Planteando la ecuación diferencial que rige el comportamiento del continuo para el elemento, se llega a fórmulas que relacionan el comportamiento en el interior del mismo con el valor que tomen los grados de libertad nodales. Este paso se realiza por medio de unas funciones llamadas interpolación, ya que interpolan el valor de la variable nodal dentro del elemento.

Programa de elementos finitos

En la actualidad, existen varios paquetes informáticos que posibilitan el análisis de problemas ingenieriles relativamente complejos. Todos ellos permiten obtener soluciones aproximadas de problemas que sean susceptibles de ser representados por un sistema de ecuaciones diferenciales. Algunos de estos programas comerciales son: ABAQUS, COSMOS, PATRAN, NASTRAN, STRULD, ANSYS, CAEPIPE, etc.

El modelo de predicción de vibraciones que ocupa el presente apartado se ha llevado a cabo con el programa ANSYS LS-DYNA V.17.

En general todos los modelos de elementos finitos calculados con ANSYS siguen tres fases: el pre-proceso, el proceso de cálculo y el post-proceso.

- Pre-proceso

Esta primera fase consiste fundamentalmente en definir la geometría del problema y asignar las propiedades pertinentes a los elementos que componen el modelo de estudio. Primero, se crearán los elementos que discreticen el sistema propuesto para permitir el cálculo de éste por partes. Posteriormente, se procede al mallado de los elementos y se asignan las propiedades a cada uno de ellos según el tipo de análisis que se vaya a realizar. Por último, se definirán las condiciones de contorno que afecten al sistema, esto es, las coacciones en los nodos.

➤ Proceso de cálculo

En esta segunda fase, ha de elegirse qué método de resolución debe emplear el programa para la obtención de los resultados. En este caso, debido a que las cargas han de tener carácter dinámico, entre las posibles opciones se encuentran:

- “ANTYPE, HARMIC”: este tipo de análisis se utiliza para el estudio de fenómenos dinámicos con cargas de carácter armónico, es decir, cargas actuantes en los nodos cuyo módulo oscila a una frecuencia determinada.
- “ANTYPE, TRANS”: se utiliza para resolver problemas dinámicos con cargas de carácter transitorio. Ésta será la aplicación elegida, ya que es la que mejor se adapta al modelo que se va a resolver.

Además, en esta fase, se deberán definir las fuerzas actuantes en el dominio del tiempo y emplazarlas en nodos concretos.

En el proceso de cálculo desarrollado por ANSYS para el método escogido, “ANTYPE, TRANS”, se resuelve la ecuación:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\}$$

Donde:

$[M]$ es la matriz de masas del sistema global

$[C]$ es la matriz de amortiguamiento del sistema global

$[K]$ es la matriz de rigidez del sistema global

$\{\ddot{u}\}$ es el vector de aceleraciones de nodo

$\{\dot{u}\}$ es el vector de velocidades de nodo

$\{u\}$ es el vector de desplazamientos de nodo

$\{F(t)\}$ es el vector de cargas actuantes en función del tiempo

Por su parte la matriz de amortiguamiento global del sistema $[C]$ está definida como la suma de un conjunto de factores. Para este tipo de análisis transitorio, la matriz de amortiguamiento global queda definida por:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] + \sum_{j=1}^{N_{MAT}} \beta_j [K_j] + \sum_{k=1}^{N_{BL}} [C_k]$$

Donde:

N_{MAT} es el número de materiales que compone el sistema

K_j es la matriz de rigidez para los elementos que componen el material j -ésimo

N_{BL} es el número de elementos que forma el sistema

C_k es la matriz de amortiguamiento para el elemento k -ésimo

Por tanto, mediante los dos primeros términos situados a la derecha de la igualdad se puede definir un amortiguamiento del sistema global dependiente de las matrices de masas y rigidez por medio de los coeficientes de Rayleigh α y β . Esta forma de definir el amortiguamiento se denomina Teoría del Amortiguamiento Proporcional, también conocida como Teoría de Rayleigh.

En el caso de que a algún material o alguno de los elementos que componen el sistema se les quiera dotar de un amortiguamiento adicional, se le dará valor al tercer o cuarto sumando respectivamente.

En la práctica, dada la dificultad de determinar los valores del amortiguamiento para cada uno de los materiales o elementos, se usa la aproximación de suponer la matriz $[C]$ como una combinación de las matrices de masa y de rigidez globales, despreciando los términos de amortiguamiento procedentes de los elementos de manera individual. Así pues, se establece que la matriz de amortiguamiento global es:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]$$

Por tanto, los coeficientes α y β son datos que el programa pide para poder realizar el ensamblaje de la matriz de amortiguamiento y que el usuario debe proporcionar como dato.

➤ Post-proceso

En esta última fase, se realiza el procesamiento de las soluciones obtenidas. Por una parte, se puede extraer resultados para un instante de tiempo determinado y para un grupo de nodos a elegir. Por otra parte, permite obtener resultados en función del tiempo y realizar operaciones con sus registros.

3.1.14. Desarrollo del modelo de elementos finitos

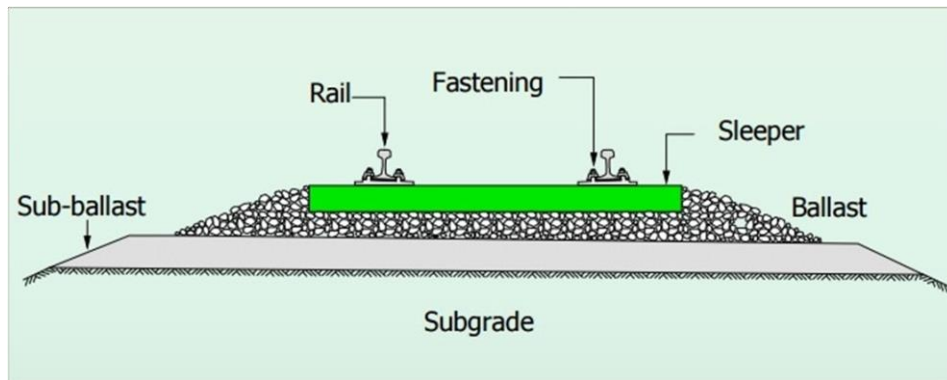


Figura 0.1. Sección tipo vía ferroviaria. Fuente: (189)

Para no poner en compromiso la precisión de los resultados y al mismo tiempo representar lo más fielmente la geometría de la sección, se siguen las siguientes estrategias:

1. Adopción del máximo número de simetrías posibles.
2. El mallado debe ser lo suficientemente fino como para reproducir fielmente el comportamiento de la sección, pero siempre que no comprometa el tiempo de cálculo. Por ello se realiza un mallado más fino en aquellas zonas más solicitadas, es decir, en las zonas donde se esperan las variaciones de desplazamientos y tensiones más elevadas.

3. El tamaño de los elementos, dentro de los recursos de los que se dispone, debe ser tal que la razón entre la mayor dimensión del elemento y la más pequeña, sea próxima a la unidad, por lo que en el caso de los elementos hexaédricos deben parecerse lo más posible a la forma cúbica.
4. En aquellas zonas donde se espera que existan menos solicitaciones, se emplean generalmente elementos de mayores dimensiones para alcanzar las fronteras exteriores del modelo: aun cuando no existen reglas precisas, se recomienda un aumento progresivo y regular lejos de las zonas sensibles, todo esto con el objetivo de reducir el tiempo de cálculo.
5. Dado que únicamente vamos a poder obtener resultados en aquellos puntos del modelo donde hayamos definido un nodo, para poder proceder con la calibración del modelo deberemos obtener valores de aceleración en los puntos donde se tomaron las mediciones. Para este caso concreto, implica la colocación de seis nodos situados en la siguiente posición:
 - Punto P₁: Centro de traviesa.
 - Punto P₂: Alma del carril.
 - Punto P₃: Extremo de traviesa
 - Punto P₄: En balasto a una distancia 130cm del carril
 - Punto P₅: En terreno natural a una distancia 340cm del carril (terreno 1)
 - Punto P₆: En terreno natural a una distancia 630cm del carril (terreno 2)

El tipo de análisis seleccionado es elástico-lineal. Ésta es una suposición muy razonable para el tipo de problema estudiado, dado que las cargas no son lo suficientemente altas como para producir grandes deformaciones en el suelo y en las estructuras.

A continuación, se describe el proceso y los pasos necesarios para modelizar cada uno de los elementos que conforman la superestructura de la vía. Además, se estimarán los diferentes parámetros que definen los materiales y que más tarde pedirá ANSYS como inputs necesarios para realizar el análisis.

3.1.14.1. Modelización del carril

La vía dispone de un carril UIC-54, con anchura de patín de 150 mm de ancho, 159 mm de alto y un peso de 54,77 Kg por metro lineal.

Debido a la compleja geometría del carril, resultaría inadmisibles modelarlo con su forma exacta, ya que esto crearía un número de elementos tan grande que penalizaría enormemente el tiempo de cálculo. Para evitar esto se va a simplificar el carril como un elemento paralelepípedo que tenga el mismo comportamiento a flexión que el carril original.

Para cumplir este objetivo se suele adoptar como ancho del material la anchura real del patín del carril, y como dimensión vertical del elemento una altura tal que el momento de inercia respecto al eje de simetría horizontal de la sección transversal resulte idéntico al del carril.

Peso por metro lineal	54 Kg/m
Área	69,77 cm ²
Densidad	7850 Kg/m ³
Inercia	2346 cm ⁴
Módulo de Young	2,1E11 Pa
Coefficiente de Poisson	0,3

Tabla 3.2 Características mecánicas del carril. Fuente: Elaboración propia.

Por tanto, igualando las inercias e imponiendo la altura del paralelepípedo como incógnita queda:

$$I_{PARALELEPÍPEDO} = I_{REAL}$$

$$\frac{1}{12} \times 0,15 \times b^3 = 2,346 \times 10^{-5}$$

Y despejando de la igualdad anterior se obtiene que la altura del paralelepípedo debe ser igual a 0,135 metros.

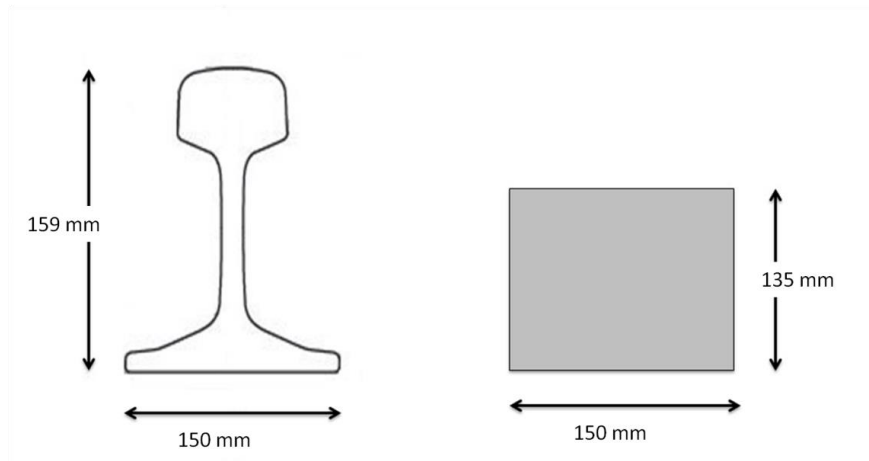


Figura 0.2 Modelización del carril UIC-54. Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se observa la modelización del carril en el software informático utilizado:

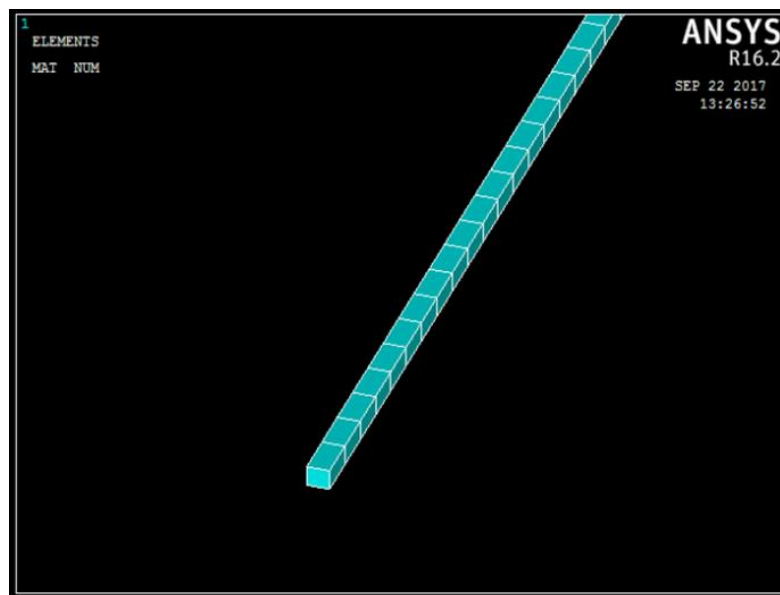


Figura 0.3 Modelización en ANSYS del carril UIC-54. Modelización con ANSYS. Fuente: Elaboración propia

3.1.14.2. Modelización en la placa de asiento

El carril se encuentra situado sobre una placa elástica tipo EDILON, cuyo módulo de Young es igual a $66,7 \cdot 10^6$ Pa, coeficiente de Poisson de 0,45 y densidad 900 kg/m^3 .

El espesor de la capa sobre la cual se apoya el carril, es de 0,03 m y el ancho corresponde al del carril. Estas dimensiones se pueden observar en la imagen a continuación.

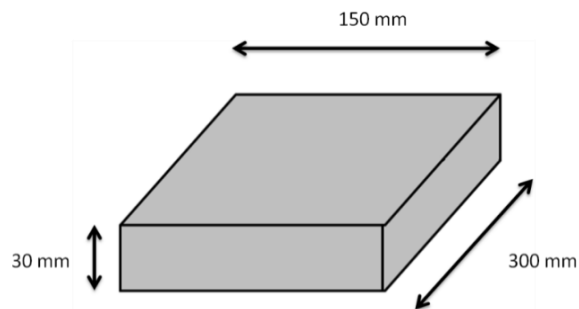


Figura 0.4 Modelización de la placa de asiento EDILON. Fuente: Elaboración propia.

Así pues, el aspecto que presenta la placa de asiento modelizada en ANSYS se presenta en la siguiente figura

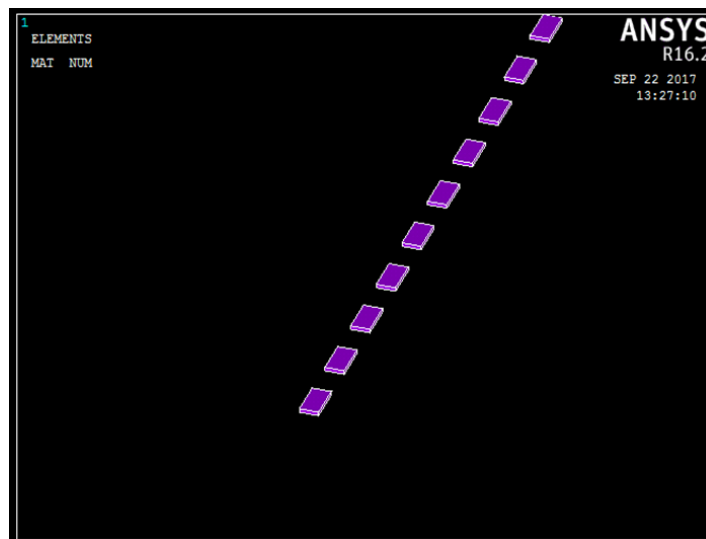


Figura 0.5. Modelización en ANSYS de la Placa de Asiento EDILON.
Fuente: Elaboración propia.

3.1.14.3. Modelización de las traviesas

La sección de estudio dispone de una serie de traviesas de hormigón dispuestas sobre la capa de balasto cuyo peso es de 315 kg. Dado que la geometría de la traviesa no es completamente cúbica, se ha modelizado el elemento en tres partes cuyas propiedades se muestran en la tabla a continuación.

	INTERIOR	BAJO CARRIL	EXTERIOR
Densidad (Kg/m ³)	2400	2400	2400
Módulo de Young (Pa)	2,37E+10	2,73E+10	3,12E+10
Coefficiente de Poisson	0,25	0,25	0,25

Tabla 3.3 Características mecánicas de las traviesas. Fuente: Elaboración propia.

La modelización de las traviesas puede visualizarse en la siguiente figura.

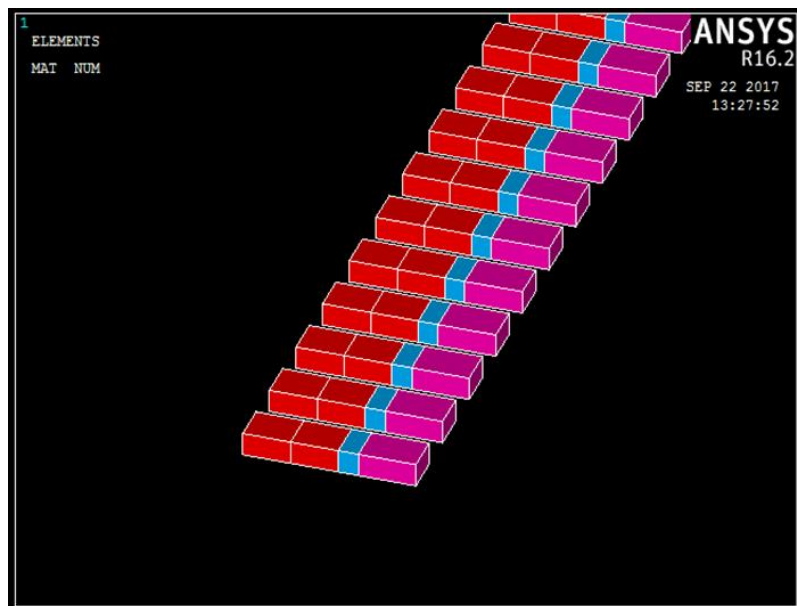


Figura 0.6. Modelización en ANSYS de las traviesas de hormigón. Modelización con ANSYS. Fuente: Elaboración propia.

3.1.14.4. Modelización de balasto y subbalasto

Como se puede observar en la figura de la sección transversal, la vía se sitúa sobre una capa de balasto, cuyo módulo de Young es igual a $100 \cdot 10^6$ Pa, coeficiente de Poisson es 0,2 y densidad es 1.900 kg/m^3 .

Por debajo de la capa de balasto anteriormente citada, se sitúa una capa de subbalasto con un módulo de elasticidad de $90 \cdot 10^6$ Pa, un coeficiente de Poisson de 0,25 y una densidad cuyo valor es de 1900 kg/m^3 .

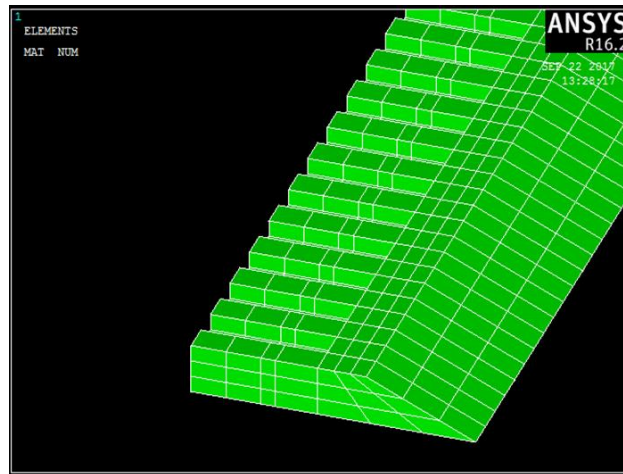


Figura 0.7. Modelización en ANSYS del balasto. Modelización con ANSYS.
Fuente: Elaboración propia.

3.1.14.5. Modelización del terreno bajo la vía

El terreno sobre el cual se asienta la vía de estudio está formado por un estrato de areniscas feldespáticas. Este tipo de suelo ha sido estudiado por Luis I. González de Vallejo *et al* [3], y en base a sus rangos establecidos escogemos como módulo de Young $E_d=45 \cdot 10^6$ Pa, un valor del coeficiente de Poisson $\nu=0,3$ y una densidad $\rho=2000$.

Por otra parte, para el terreno más alejado del eje de la vía se asignará un módulo de Young de $25 \cdot 10^6$ Pa, coeficiente de Poisson $\nu=0,3$ y una densidad $\rho=2000$.

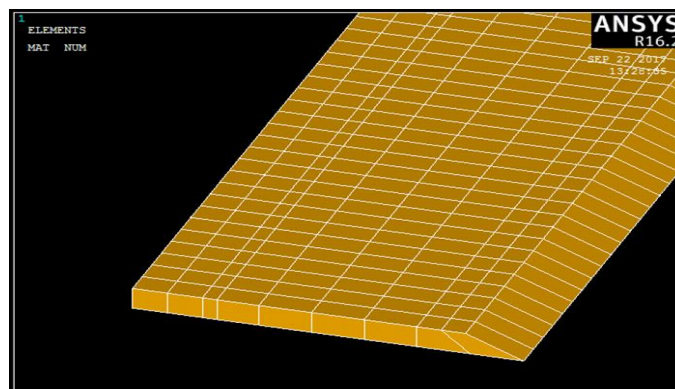


Figura 0.8. Modelización en ANSYS del subbalasto. Modelización con ANSYS.
Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se muestra el aspecto que presentan el terreno 1 y el terreno 2 modelizados en el programa de elementos finitos ANSYS.

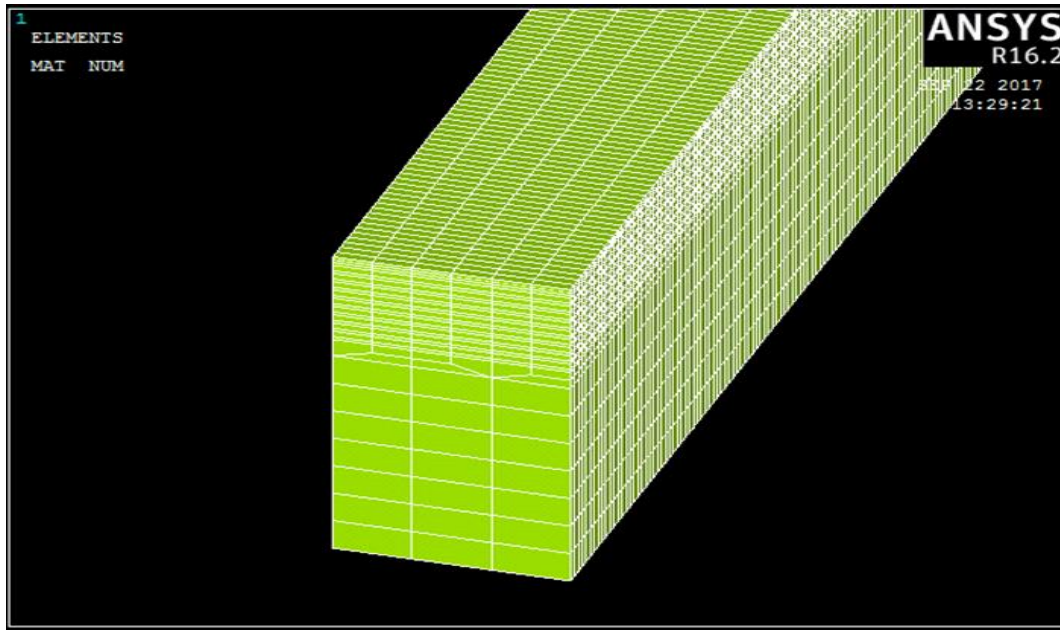


Figura 0.9. Modelización en ANSYS del terreno1. Modelización con ANSYS.
Fuente: Elaboración propia.

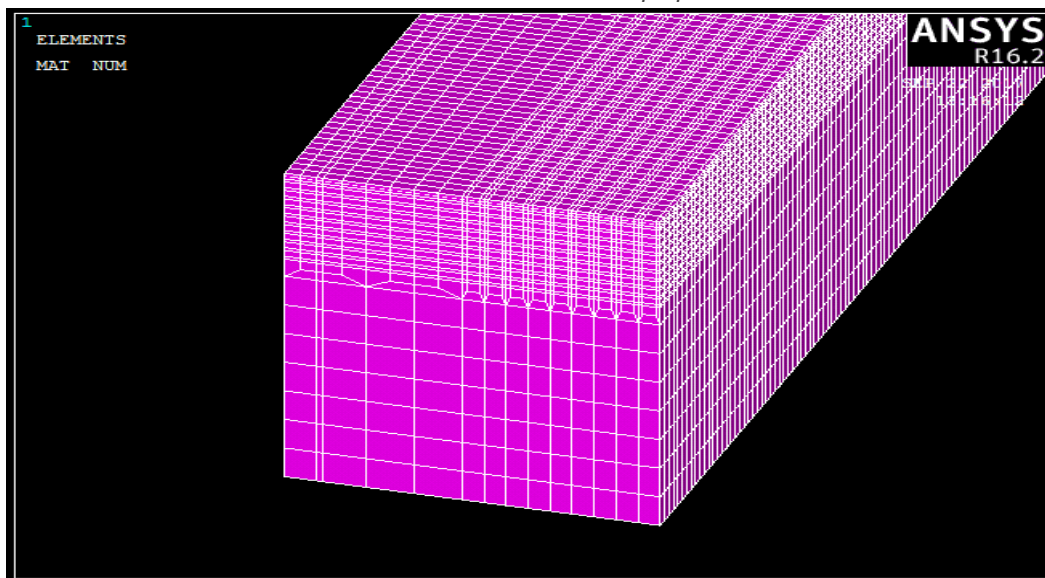


Figura 0.10. Modelización del terreno2. Modelización con ANSYS.
Fuente: Elaboración propia

3.1.14.6. Sección de vía modelizada

Una vez descrita la modelización de cada uno de los elementos constituyentes del modelo, se muestra cómo quedaría modelizada la sección de la vía para cada una de las soluciones de atenuación de vibraciones.

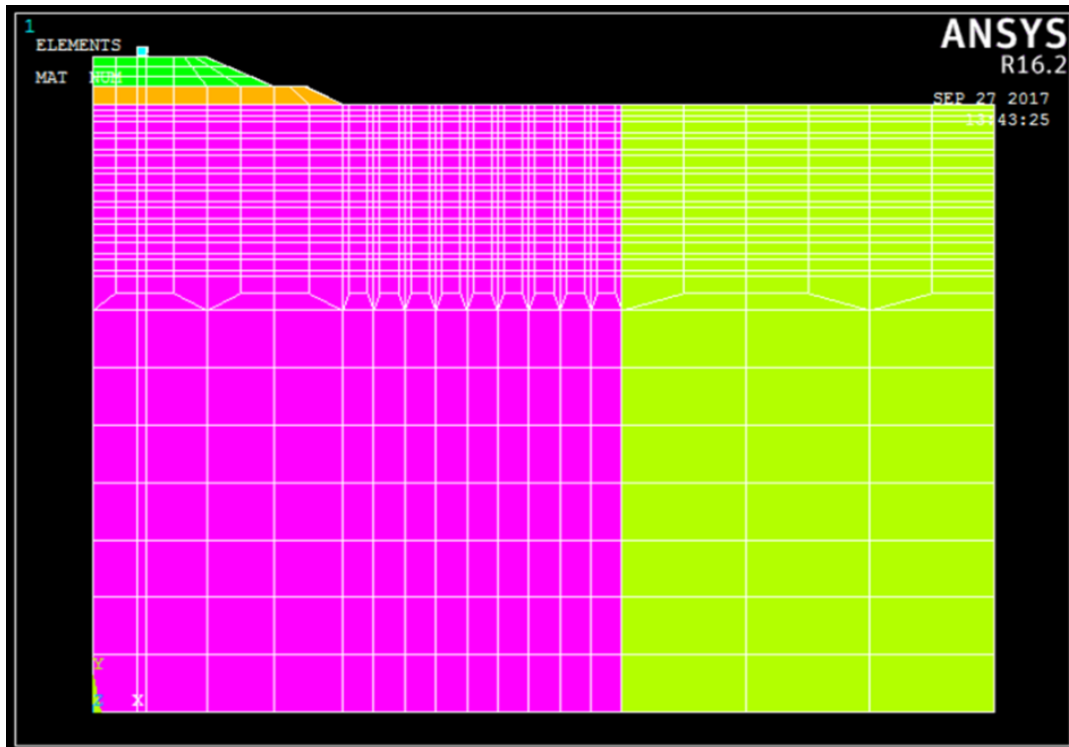


Figura 0.11. Sección de la vía y el terreno inferior en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.

3.1.15. Dimensionamiento del modelo y de los elementos

Se pretende dimensionar el modelo desde un punto de vista dinámico, por lo que es imprescindible especificar tanto el tamaño de los elementos que conforman el modelo como las dimensiones transversal y longitudinal de este.

Para establecer el dimensionamiento tanto de la sección longitudinal como de la transversal se ha seguido el criterio que establece que cualquier longitud del modelo ha de ser mayor o igual que la longitud de la onda de Rayleigh más larga que se pretenda estudiar. Así pues, se define una velocidad de las ondas de Rayleigh de:

Y por tanto, se obtiene una longitud mínima en ambas secciones igual a la longitud de onda asociada a la menor de las frecuencias del rango de estudio:

$$\lambda_{SUP} = \frac{V_{RAYLEIGH}}{f_{inf}} = \frac{93}{2} = 46,5 \text{ m}$$

Por otro lado, a la hora de determinar el tamaño de los elementos nos basaremos en el criterio seguido por Andersen, L. y Jones, CJC (144), el cual establece que la longitud de onda más pequeña que se pretende representar ha de abarcar al menos a 6 nodos del modelo. Por ello, la dimensión del elemento vendrá definida por la longitud de onda asociada a la mayor frecuencia. Esta es:

$$\lambda_{INF} = \frac{V_{RAYLEIGH}}{f_{sup}} = \frac{93}{100} = 0,93 \text{ m}$$

$$D_{elem} = \frac{\lambda_{INF}}{5} = 0.186 \text{ m}$$

Por tanto, la dimensión longitudinal de los elementos será:

Sin embargo, para la dimensión paralela a la dirección transversal a la vía se adoptará una longitud dependiendo de la distancia del elemento al eje de la vía. Para los elementos que se encuentren en una franja de 8,5 m a partir del eje de la vía será la acorde con el criterio expuesto. En cambio, aquellos elementos que estén situados en el terreno más alejado al eje de la vía, la dimensión transversal será el doble del tamaño de elemento calculado.

3.1.15.1. Caracterización de los materiales

MATERIAL		E (N/m ²)	ν	ρ (kg/m ³)
Carril		2,10E+11	0,3	7850
Placa de asiento		6,67E+07	0,45	900
Traviesas	Interior	2,37E+10	0,25	2400
	Bajo carril	2,73E+10		
	Exterior	3,12E+10		

Balasto	6,11E+07	0,2	1900
Subbalasto	9,00E+07	0,25	1900
Terreno 1	4,50E+07	0,3	2000
Terreno 2	2,50E+07	0,3	2000

Tabla 3.4 Propiedades de los materiales utilizados en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.

3.1.15.2. Amortiguamiento de los materiales

El modelo de comportamiento vibratorio que vamos a emplear lo seleccionamos de entre los siguientes:

- Modelo elástico lineal: Es el modelo más simple.
- Modelo elasto-plástico: Este modelo tiene además un comportamiento de deformación plástica permanente.
- Modelo visco-elástico. Teoría de Rayleigh: Es el modelo que escogemos por ser el que más se aproxima a la realidad de nuestro proyecto, ya que combina el modelo elástico lineal para los elementos, junto con la hipótesis de viscosidad, que aporta cierta pérdida de energía cuando se transmite una onda a través del seno de los materiales.

Según la Teoría de Rayleigh, la matriz de amortiguamiento $[C]$ se formula como una combinación lineal de la matriz de masas $[M]$ y la matriz de rigidez $[K]$ conforme a la siguiente expresión. Esta es la forma en que el programa ANSYS tiene en cuenta la viscosidad de los materiales.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]$$

Donde α y β son conocidos como los coeficientes de Rayleigh y el tipo de amortiguamiento descrito en la anterior ecuación es conocido como amortiguamiento de Rayleigh o también amortiguamiento proporcional. Sólo mediante la hipótesis de amortiguamiento proporcional es posible desacoplar las ecuaciones del movimiento ya que esto se consigue mediante la diagonalización de la matriz $[C]$.

La matriz $[C]$ es simétrica y ortogonal respecto a los vectores propios del sistema. Por esto, siempre y cuando la matriz presente la forma de la ecuación anterior, se obtendrá la expresión matricial siguiente mediante su diagonalización.

$$[\emptyset]^T [C] [\emptyset] = \alpha [\emptyset]^T [M] [\emptyset] + \beta [\emptyset]^T [K] [\emptyset] = [c] = \begin{bmatrix} \alpha + \beta \omega_1^2 & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & \alpha + \beta \omega_n^2 \end{bmatrix}$$

Donde $[\emptyset]$ es una matriz cuyas columnas son los vectores propios normalizados respecto a la matriz de inercia, $[C]$ es la matriz de amortiguamiento modal que ahora presenta una estructura diagonal y ω_i son los modos de vibración propios del sistema. La expresión matricial anterior presenta esta forma porque al diagonalizar la matriz de masas se obtiene la matriz identidad y al diagonalizar la matriz de rigidez se obtiene una matriz diagonal en la que aparecen los distintos modos propios de vibración al cuadrado en su diagonal.

De esta manera, los términos de la diagonal de la matriz $[C]$ se igualan para mantener la analogía con los sistemas de un grado de libertad permitiendo determinar el valor del amortiguamiento relativo correspondiente al modo i :

$$c_i = 2\xi_i \omega_i$$

Donde ξ_i es el factor de amortiguamiento modal correspondiente al modo i -ésimo propio de vibración del sistema. Por lo tanto, igualando expresiones de forma inicial se obtiene la siguiente igualdad:

$$2\xi_i \omega_i = \alpha + \beta \omega_i^2$$

Despejando se obtiene el valor de amortiguamiento global:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta \omega_i}{2}$$

La expresión anterior, que relaciona el factor de amortiguamiento modal, con la frecuencia de vibración propia del sistema, adquiere comúnmente, por medio de los coeficientes de Rayleigh, una forma parabólica como se indica en la siguiente figura.

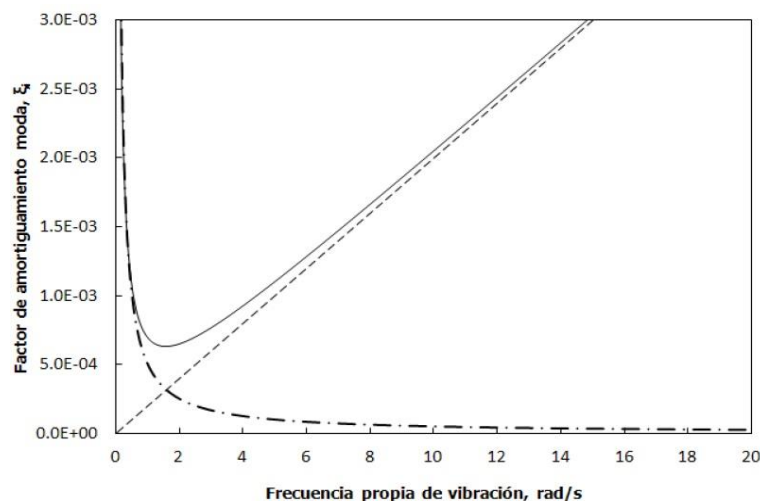


Figura 0.12. Representación de la expresión que da la amortiguación total modal. Fuente: (113)

El coeficiente de amortiguamiento modal se obtiene de la suma de las componentes. Para valores muy bajos de los modos propios de vibración, será el primer término el que predomine en la ecuación anterior, o sea el término controlado por el coeficiente α (término de masas) y por lo tanto el amortiguamiento vendrá explicado por la masa del sistema.

Cuando los modos de vibración son elevados, ocurrirá al contrario, y será el término controlado por el coeficiente β el que predomine en la ecuación, entonces, en este caso, el factor de amortiguamiento vendrá controlado por la rigidez del sistema.

Cabe mencionar que la mayoría de las infraestructuras civiles son diseñadas normalmente para tener una adecuada rigidez y por tanto vibrarán con un elevado valor de frecuencia. Así pues, el segundo término β dominará en la ecuación ya que la frecuencia ω_i se encuentra multiplicando. Por esto, se sabe que, para estructuras rígidas, el rango no-lineal de la gráfica es muy pequeño y habitualmente se suele asumir que el factor de amortiguamiento modal sea proporcional a las frecuencias de vibración del sistema y sólo dependa del término controlado por el coeficiente β .

$$\frac{\alpha}{2\omega_i} \approx 0$$

Así, la ecuación del amortiguamiento global queda simplificada de la siguiente forma:

$$\xi_i = \frac{\beta \omega_i}{2}$$

De aquí, despejando se obtiene la expresión para el cálculo del coeficiente β de Rayleigh:

$$\beta = \frac{2\xi_i}{\omega_i}$$

Por otra parte, el factor de amortiguamiento está relacionado con el factor de pérdidas para un cierto modo propio de vibración como:

$$\eta = 2\xi$$

Y de esta forma, es posible relacionar también el ángulo de fase ϕ con el coeficiente β de Rayleigh. Partiendo de la ecuación:

$$\eta = \tan\phi = 2\xi$$

se obtiene la siguiente relación:

$$\beta = \frac{2\xi}{\omega} = \frac{\tan\phi}{\omega}$$

Para caracterizar el amortiguamiento vibratorio del modelo que ocupa el presente apartado, ANSYS utiliza como inputs los coeficientes de Rayleigh para definir el amortiguamiento global del sistema a partir de las matrices de masa y rigidez globales. Estas matrices se ensamblan a partir de las propiedades de los distintos materiales que componen el sistema.

Para este apartado, la frecuencia que va a predominar en la vibración del sistema será la del paso de la carga discreta a lo largo del modelo. Esta se puede obtener fácilmente como la inversa del tiempo de paso entre cargas. Así pues y para el caso de una velocidad de 50 Km/h y una distancia entre nodos igual a 0,186, la frecuencia de paso de carga será:

$$f = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi}{d_{entre\ nodos}/v} = \frac{2\pi}{0,186/13,89} = 469,17\ rad/s$$

Un valor de este orden recae completamente en la parte lineal de la gráfica anteriormente mencionada (recordemos que esta parte está dominada por el coeficiente β), por lo que el término que acompaña al coeficiente de masas se anula. Por tanto, el factor de amortiguamiento queda determinado por la siguiente expresión:

$$\xi_i = \frac{\beta \omega_i}{2}$$

El factor de amortiguamiento es propio de cada material, y para el caso de los materiales que forman la sección, principalmente el hormigón y el terreno, se suele adoptar un valor de 0,05 para el primero y de 0,02 para el segundo. Por lo que se ha decidido que el factor de amortiguamiento estimado para el modelo sea de $\xi=0,035$. Con estos valores, se puede estimar el coeficiente β como:

$$\beta = \frac{2\xi_i}{\omega_i} = \frac{2 \cdot 0,035}{469,17} = 0,0002$$

3.1.16. Aplicación de las cargas y condiciones de contorno

3.1.16.1. Aplicación de cargas

En este apartado, se van a describir las fuerzas actuantes sobre la vía. Se ha supuesto, en primera instancia que tanto la superficie del carril como la de la rueda son perfectas, es decir, lisas. Esta hipótesis permite estimar que la carga que transmite la rueda al carril se mantiene constante a lo largo de todo el recorrido que realiza. Además, la dirección, el sentido y el módulo del vector que representa la fuerza no cambiarán, lo único que lo hará será el punto de aplicación de la carga, que dependerá de la velocidad del tren.

Otra suposición adoptada es que la distribución del peso repartido entre los distintos ejes de la locomotora es homogénea y que además es simétrica respecto al eje vertical de la sección del vehículo. Por esto, las ruedas de cada uno de los ejes transmitirán la misma fuerza al carril.

Por tanto, sabiendo que vehículo objeto de estudio dispone de 6 ejes y 2 ruedas en cada uno, es decir, 12 puntos de transmisión, y que el peso de cada eje que

conforma el vehículo es de 18,5 toneladas, se obtiene que el peso transmitido por cada rueda será:

$$Q_{rueda} = \frac{18.500}{2} = 9,25 \text{ kN}$$

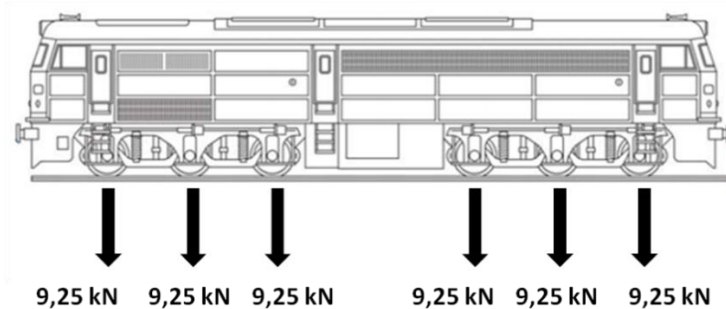


Figura 0.13. Carga transmitida por cada rueda del vehículo. Fuente: Elaboración propia.

3.1.16.2. Metodología de aplicación de cargas

El procedimiento empleado para modelizar el tránsito de una carga puntual a lo largo de una estructura es ir aplicando la carga en diversos puntos espaciados una distancia d y aplicados en un tiempo t en cada punto. Para entender el procedimiento resulta fundamental conocer el concepto de "Load Step" y de "Substep".

El concepto de "Load Step" tiene como traducción literal "escalón de carga" y su definición está totalmente ligada a la propia palabra. Este término denota la aplicación, sobre un nodo en concreto del modelo, de una fuerza que se mantenga constante en dirección y sentido. A cada paso de carga está asociado un tiempo de permanencia en el que se desarrolla cada load step. Por tanto, para cada "Load Step" hay que definir su tiempo de actuación, el orden en que se manifiesta, las cargas actuantes y los nodos sobre los que actúan.

Por otro lado, se denomina "Substep", a cada uno de los intervalos de tiempo en los que se encuentra dividido un "Load Step". Este período estará en función de la frecuencia máxima que se requiera estudiar y marca el número de veces que se realizan cálculos en cada load step, de tal manera que mayor número de substeps

en cada load step, mayor precisión de cálculo y, consecuentemente, mayor tiempo de cálculo.

Por tanto, los tiempos de "Load Step" y de "Substep" quedarán fijados en función del tamaño de los elementos, de la velocidad de paso del vehículo y del rango de frecuencias que queramos estudiar.

Como se ha calculado anteriormente, la dimensión paralela a la vía de los elementos es de 0,186 m, por lo que esa será la distancia a la que se van a aplicar las cargas. Mediante la siguiente expresión, y teniendo en cuenta que el vehículo viaja a una velocidad de 50 Km/h, se obtiene que el tiempo de permanencia es de:

$$t_{load\ step} = \frac{d}{v} = \frac{0,186}{50/3,6} = 0,014\ s$$

Por tanto, el tiempo para cada "Load Step" será de 0,014 segundos, que será el tiempo que la carga tarda en pasar entre los dos nodos contiguos donde se aplica.

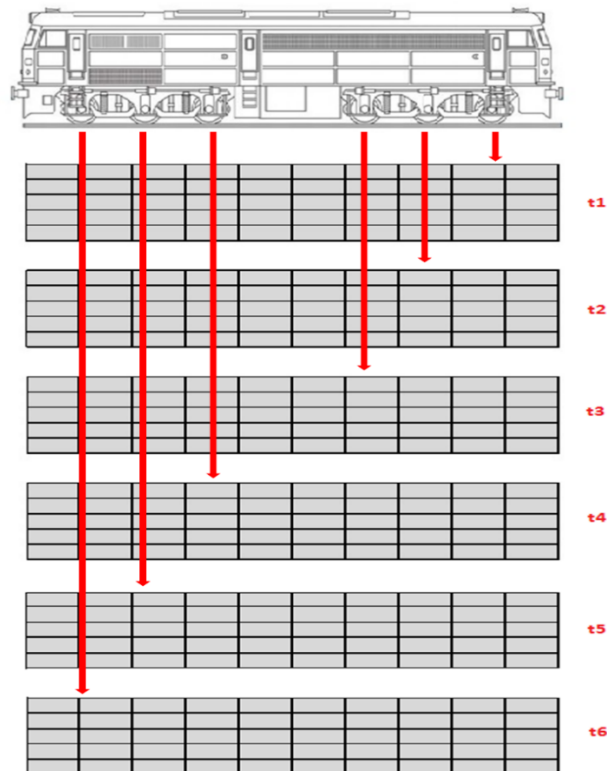


Figura 0.14. Esquema del paso de carga. Fuente: Elaboración propia.

La elección del número de substeps es totalmente libre, no obstante, sabemos que la máxima frecuencia que se va a representar depende de la densidad de datos por unidad de tiempo (Teorema de Nyquist-Shannon): ``Si la frecuencia más alta contenida en una señal analógica $X(t)$ es F_{MAX} y la señal de muestra a una tasa $F_S > 2 \cdot F_{MAX}$, entonces $X(t)$ se puede representar totalmente a partir de sus muestras``.

Según se definieron las dimensiones del modelo, el valor máximo de frecuencia que se quiere estudiar es de 100 Hz. Por tanto, aplicando el teorema mencionado anteriormente, tenemos que para representar totalmente ese valor de frecuencias la tasa de datos por segundo ha de ser:

$$F_S = 2 \cdot 100 = 200 \frac{\text{registros}}{\text{s}}$$

Así pues, en un período de tiempo de un "Load Step", el número de registros necesarios para poder representar los 100 Hz será de:

$$\frac{NSUBS}{LS} = 0,027 \text{ s} \cdot 200 \frac{\text{registros}}{\text{s}} = 5,36 \text{ registros}$$

Por tanto, se va a adoptar un valor de 6 registros por cada "Load Step", con una duración de 0,027 segundos por "Substep".

3.1.16.3. Aplicación de la superposición de resultados

El proceso de cálculo del problema de modo completo, se realiza mediante el lanzamiento de un tren de fuerzas desplazándose a una velocidad de 50 Km/h por el modelo y estando separada de la anterior una distancia igual a la separación de los distintos ejes. Sin embargo, esto lleva asociado una serie de problemas numéricos en el propio programa.

Por una parte, las distancias entre ejes no son múltiplo de la dimensión de los elementos, por lo que se tendrían que modificar los elementos para poder disponer de todas las cargas espaciadas como corresponde. Otro aspecto a remarcar, es que la distancia entre ejes no es igual en todos los ejes del vehículo, por lo que la distancia entre ejes de un mismo bogie no es múltiplo de la distancia entre bogies. Esto obligaría a proponer una disminución del tamaño de los elementos en la dirección paralela a la vía, lo que conllevaría un considerable aumento de nodos, y por lo tanto de grados de libertad, que haría que no fuera viable su cálculo.

En segundo lugar, el tener que introducir las 6 fuerzas que representan las 6 ruedas, implica un gran aumento en el número de Load Steps, lo que a su vez, lleva asociado un aumento de tiempo tan considerable que hace inviable el cálculo del modelo.

Debido a estos dos problemas, se ha optado por hacer pasar solamente una carga, y teniendo en cuenta que se ha asumido un comportamiento lineal para todos los materiales, superponer los resultados desfasados el tiempo que corresponda.

Este proceso consiste en calcular el tiempo que tarda en pasar dos ruedas consecutivas y sumar los resultados obtenidos desfasados un tiempo "t" igual al tiempo de paso entre ruedas.

Así pues, al actuar de esta manera, se resuelve el problema del incremento del tiempo de cálculo derivado de la heterogeneidad en la distancia entre ruedas y de la aplicación de 6 fuerzas.

3.1.16.4. Condiciones de contorno

En este apartado se expondrá la forma en que se han aplicado las condiciones de contorno en las fronteras del modelo. Para la determinación de las condiciones de contorno se han seguido las indicaciones de la publicación "*Recomendaciones para el proyecto de plataformas ferroviarias*" (1999) (145).

En concreto, las condiciones de contorno establecidas con el fin de confinar el terreno del modelo son las siguientes:

- En las fronteras verticales y transversales a la vía, la condición de contorno adoptada es imponer la nulidad de movimientos en la dirección perpendicular a ellos. (Esto es $UZ=0$)
- En las fronteras verticales longitudinales a la vía, se impone, al igual que en el caso anterior, la nulidad del movimiento en la dirección perpendicular a las mismas. ($UX=0$)
- En el límite inferior del modelo, la condición a imponer es la de desplazamientos verticales nulos. ($UY=0$)

Con las dos primeras condiciones se pretende simular el efecto del suelo confinado, permitiendo sólo la deformación vertical del modelo. La frontera inferior supone que más debajo de ese nivel la rigidez del terreno puede considerarse infinita.

CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DE LOS MODELOS

A partir del análisis de sensibilidad realizado, se determina que los parámetros estudiados (módulo de Young de las arenas y coeficiente de β de Rayleigh) son tan indeterminados como influyentes en la respuesta. Para poder fijar estos parámetros se realiza una comparación directa con datos reales medidos sobre vía, esto es la calibración del modelo. No solo es conveniente proceder con la calibración y validación del modelo para poder determinar los parámetros desconocidos, sino también para dotar al modelo de una validez práctica.

En primer lugar, se exponen los datos medidos en la sección objeto de estudio que se ha utilizado para realizar la calibración y validación del modelo. En segundo lugar, se indican los modelos calculados para poder hacer las comparaciones pertinentes con los registros reales.

3.1.17. Selección de registros y caracterización de la respuesta real de la sección

Como se ha comentado anteriormente, se decidió estudiar una velocidad concreta del vehículo de 50 km/h. Por esta razón, para que los datos utilizados al realizar la comparación se produzcan bajo unas condiciones similares a las que se dan en el modelo, sólo se seleccionan aquellos registros correspondientes a un tren circulando a una velocidad cercana a los 50 km/h, no obstante, para el caso que se va a calibrar el tren circulaba a velocidades muy bajas, entorno a los 10 km/h, por lo que se tendrían que adaptar el tiempo de duración de cada loadstep.

Tal como se vio mediante el análisis de sensibilidad, los parámetros que aún están por determinar influyen de manera significativa en la respuesta, de forma que la amplitud de los registros y el tiempo de colas varía. Por esto, se mide

directamente de cada uno de los registros de aceleración seleccionados los siguientes parámetros:

- Valor medio de los picos de aceleración positivos: $P+$
- Valor medio de los picos de aceleración negativos: $P-$
- Tiempo de cola al principio del registro (izquierda): CI
- Tiempo de cola al final del registro (derecha): CD

A modo de ejemplo, se muestra el registro obtenido en términos de aceleración de uno de los puntos de control del balasto donde se puede apreciar la frecuencia de paso del bogie y una serie de picos de aceleración que caracterizan la respuesta del suelo al paso del vehículo.

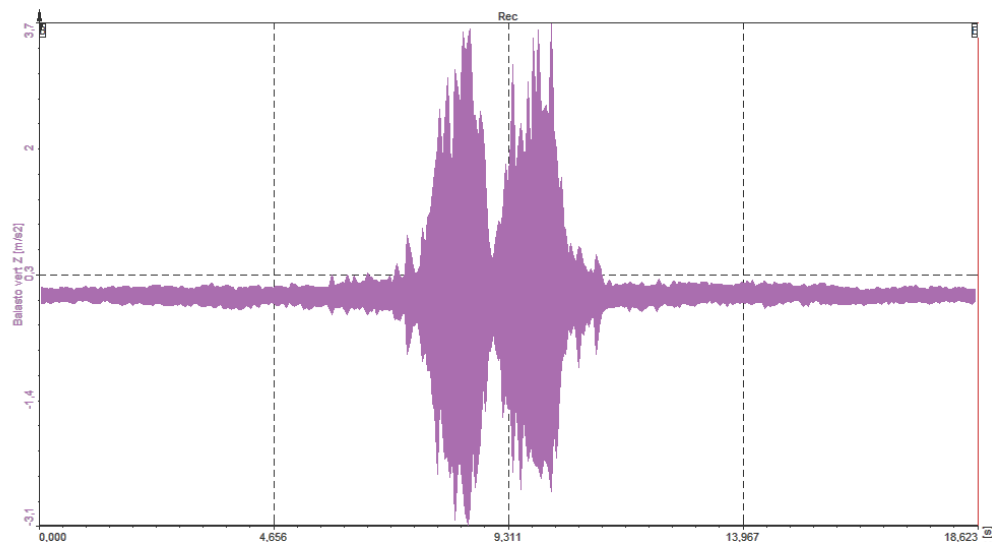


Figura 0.1. Registro en términos de aceleración medido en la sección objeto de estudio en el balasto. Fuente: Elaboración propia.

En la figura anterior, se muestra de forma esquemática el modo en que se han realizado las mediciones de los parámetros que interesan para calibrar. De cada una de las gráficas que se han seleccionado: $P+$, $P-$, CI y CD . Para homogeneizar los valores para cada una de las distancias al carril, se ha hallado la media aritmética para todos los valores medidos, además de comprobar que la dispersión de los resultados sea razonable como para que el valor medio sea representativo.

3.1.18. Metodología

Para la realización de este apartado, se han calculado una serie de modelos variando los parámetros con los cuales se pretende calibrar. Dado que se tienen dos parámetros para realizar la calibración, lo más habitual sería en primer lugar crear una serie de modelos variando solamente la magnitud de uno de los dos parámetros para conseguir determinar su valor y proceder de manera similar para el otro parámetro. Sin embargo, como ambos factores inducen en la respuesta un efecto común – una variación en la amplitud de las vibraciones – este procedimiento no es posible. Por ello, la metodología a emplear será crear una matriz de modelos de forma que en cada columna el coeficiente β de Rayleigh sea constante y que cada fila se corresponda con un módulo de Young. Estas dos estrategias se explican de modo esquemático a continuación.

El esquema que se ilustra en la siguiente figura corresponde a un ejemplo de calibración con dos parámetros A y B cuyos efectos en los resultados son desacoplados. Por esto, para realizar la calibración se puede seguir el primero de los procedimientos mencionados anteriormente. Primero, se obtienen distintos resultados variando la magnitud del factor A (A_1, A_2, A_3 , etc.) para un valor constante del parámetro B inicial B_0 . Así, mediante la comparación de los resultados con los datos reales se llega a determinar un valor definitivo para el factor A, este es A_D .

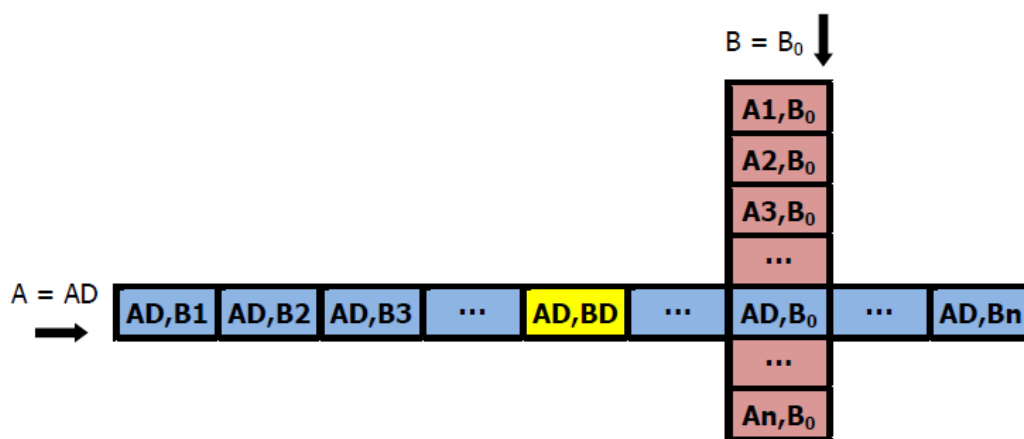


Figura 0.2. Esquema de calibración con dos parámetros cuyos efectos son desacoplados. Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente, se obtienen resultados variando el valor del parámetro B (B1, B2, B3, etc.) para un valor constante del factor A igual al obtenido en el paso anterior y de valor AD . Al igual que antes, mediante la comparación de los resultados con los datos reales se llega a un valor definitivo del parámetro B, este es BD .

Por el contrario, en el caso del presente proyecto, tanto el parámetro β como el módulo de Young de las arenas provocan una variación significativa en la amplitud de los resultados, por lo que, ambos parámetros producen efectos acoplados. Además, el parámetro β produce que el tiempo de atenuación del movimiento varíe, es decir, provoca una variación en el tiempo de colas. Por tanto, debido a las características de ambos parámetros no se puede emplear una metodología de calibración desacoplada. El procedimiento a seguir se explica en el esquema de la siguiente figura.

	B = B1	B = B2	B = B3	...	B = Bj	...	B = Bn
A = A1	A1,B1	A1,B2	A1,B3	...	A1,Bj	...	A1,Bn
A = A2	A2,B1	A2,B2	A2,B3	...	A2,Bj	...	A2,Bn
A = A3	A3,B1	A3,B2	A3,B3	...	A3,Bj	...	A3,Bn
...
A = Ai	Ai,B1	Ai,B2	AD,BD	...	Ai,Bj	...	Ai,Bn
...
A = An	An,B1	An,B2	An,B3	...	An,Bj	...	An,Bn

Figura 0.3. Esquema de calibración con dos parámetros cuyos efectos son acoplados.
Fuente: Elaboración propia.

De esta forma, se procede a construir una matriz de modelos en la que hay que buscar, de una manera más o menos intuitiva, el par de valores que más se acercan a los valores reales.

Conforme a las explicaciones anteriores, se realiza una calibración con parámetros de efectos acoplados en los resultados. Procediendo de un modo similar al seguido en los análisis de sensibilidad, al módulo de Young de las arenas se le asigna los siguientes valores: $E_1=17 \cdot 10^6 \text{ Pa}$, $E_2=50 \cdot 10^6 \text{ Pa}$, $E_3=70 \cdot 10^6 \text{ Pa}$ y $E_4=120 \cdot 10^6 \text{ Pa}$ y, por su parte, al coeficiente β de Rayleigh se le asignan estos otros cinco valores: $\beta_1=0,0001$, $\beta_2=0,001$, $\beta_3=0,003$ y $\beta_4=0,01$.

Calibración

La calibración se lleva a cabo mediante el contraste de los registros reales obtenidos con acelerómetro en el carril y los resultados obtenidos numéricamente en el nodo situado en ese mismo carril simulado en el modelo numérico.

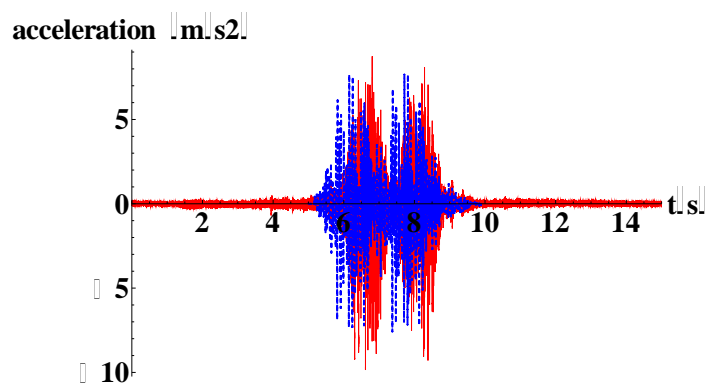


Figura 0.4. Superposición de los resultados del modelo numérico con los registros reales en el carril. Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se procede con la validación de los modelos. Dando como válidos los parámetros escogidos en la calibración, se comparan los resultados obtenidos del modelo con esa misma combinación con los datos medidos, pero esta vez a una distancia diferente a la utilizada para llevar a cabo la calibración del modelo. La distancia a la cual se valida el modelo es a 5 metros del carril.

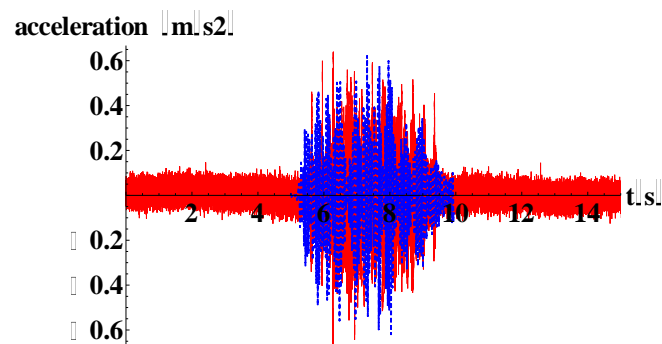


Figura 0.5. Superposición de los resultados del modelo numérico con los registros reales en el terreno a 5 metros del carril. Fuente: Elaboración propia.

OBTENCIÓN DE LA RESPUESTA VIBRATORIA

3.1.19. Criterios de obtención de resultados

Dado que el presente apartado tiene como objetivo la predicción de las vibraciones en vía y en el terreno, los resultados han de presentarse en términos de movimiento respecto al tiempo y la frecuencia. La aplicación *"Time-HistPostprocesor"* de ANSYS permite la extracción de los resultados de cada uno de los nodos en forma de desplazamientos, velocidades o aceleraciones en función del tiempo. A partir de ellos, mediante la aplicación científica *"Mathematica"* se pasan los registros del dominio de la frecuencia empleando la Transformada de Fourier Discreta (TFD). Todos los resultados se han obtenido de estas tres formas, sin embargo, la más utilizada serán las aceleraciones. Esto se debe a que en la campaña de mediciones se emplearon acelerómetros como medio de caracterización de las vibraciones.

El primer criterio empleado para la extracción de resultados se basará en seleccionar qué nodos son los más representativos para la caracterización de las vibraciones. Como se sabe, los límites del modelo provocan que los frentes de onda se reflejen y de esta forma se produzca un efecto ficticio en los resultados de los nodos cercanos. Por otra parte, se sabe que los nodos cercanos a las fronteras disponen de una menor rigidez vertical.

Debido a estos dos efectos de los límites del modelo, se ha decidido que los resultados se extraerán de los nodos situados lo suficientemente lejos como para que no se vean afectados por las fronteras del modelo, estos son las dos transversales y la longitudinal que más lejos está de la vía, y poder monitorizar la respuesta hasta su estabilización según el vehículo se aleja de la sección. Debido a los buenos resultados obtenidos en experiencias propias en otros estudios dinámicos similares anteriores, se han tomado los resultados a 1/5 de la longitud total del modelo midiendo desde la sección por la que se implementa la entrada del vehículo en el modelo numérico.

La sección transversal al eje de la vía en la que se han tomado los registros de la respuesta dinámica y estática de la vía modelizada viene representada en rojo en la siguiente figura.

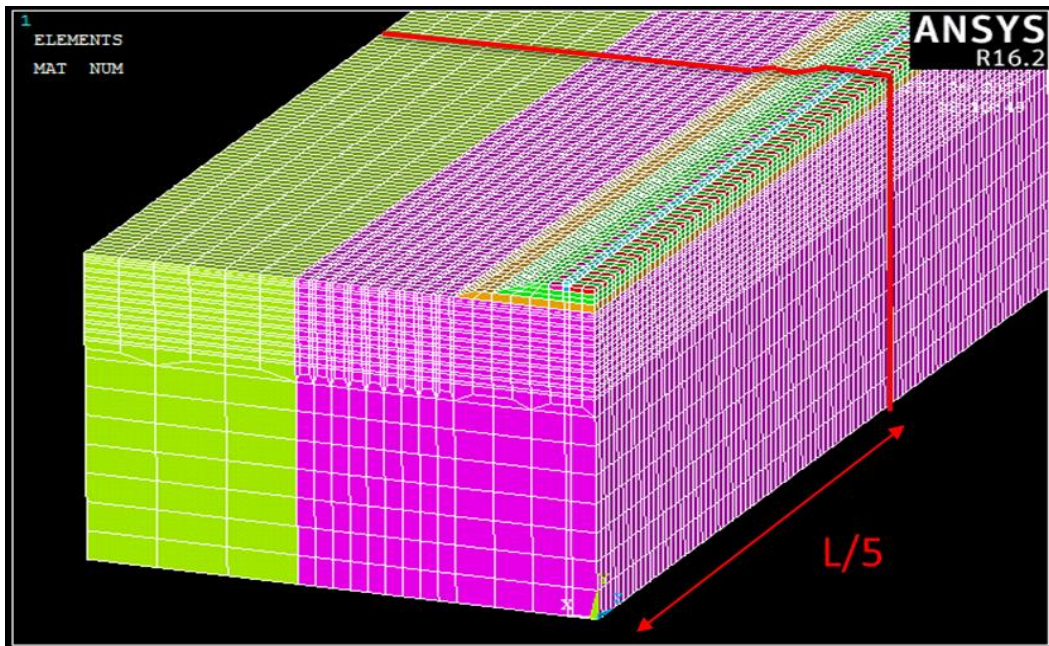


Figura 0.1. Sección de toma de registros. Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar, todos los puntos se encuentran en una misma línea transversal al eje de la vía de forma que se consigue disponer de registros tanto en la fuente de generación (contacto rueda-carril) como en diferentes puntos localizados a lo largo de la fase de propagación de las ondas (traviesa, balasto y terreno natural). De este modo, se establecen 8 puntos de registro distribuidos de la siguiente forma:

- Punto Pa₁: Carril.
- Punto Pa₂: Extremo de traviesa.
- Punto Pa₃: Talud de la capa de balasto.
- Punto Pa₄: Hombrera de la capa de subbalasto.
- Punto Pa₅ y Pa₆: En el terreno de la plataforma (terreno 1), a distintas distancias.
- Punto Pa₇ y Pa₈: En el terreno natural más alejado (terreno 2), a distancias consecutivas.

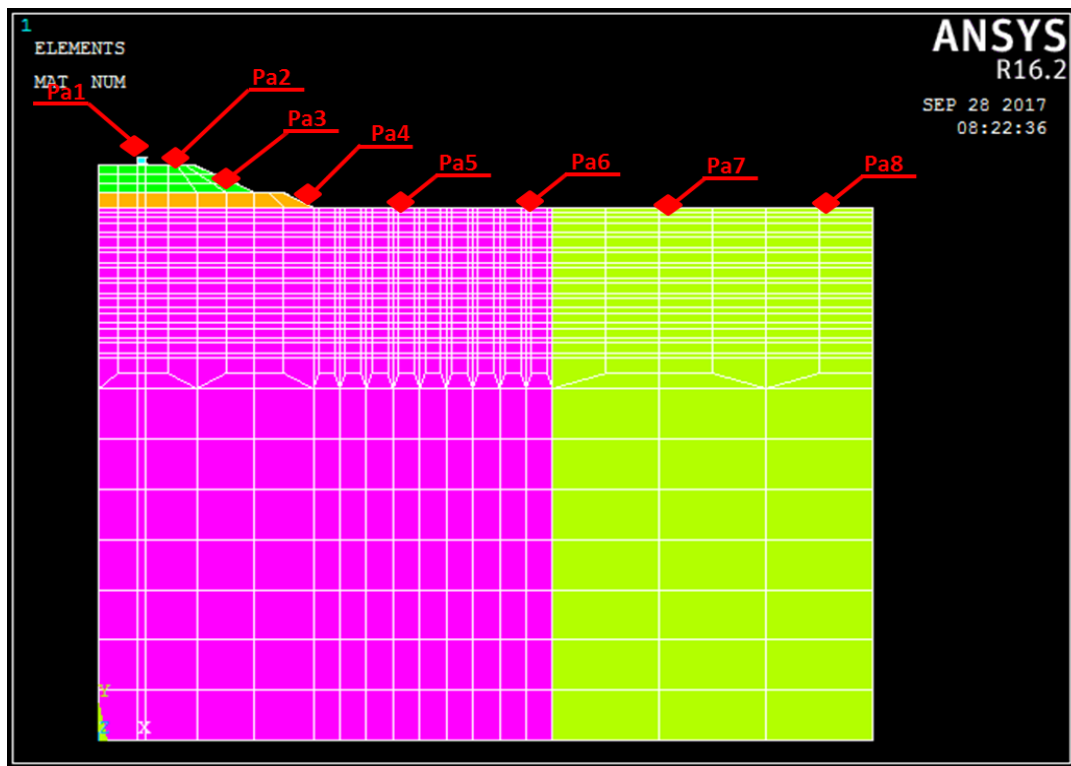


Figura 0.2. Localización de los puntos de medición de datos. Fuente: Elaboración propia.

Todos los puntos se han tomado en superficie, de este modo ha sido posible contrastar con las medidas tomadas en campo con acelerómetros.

Para manejar la gran cantidad de información obtenida de cada modelo calculado, se ha procedido de la siguiente manera:

1. Se han obtenido una serie de ficheros en formato *.txt* del "Time-HistPostprocesor". En ellos, los datos se disponían en columnas, cada columna correspondida a los resultados en función del tiempo para cada uno de los nodos.
2. Todos los ficheros *txt* se han exportado a un fichero *.xls* de Excel y ha sido aquí donde se ha procedido a la superposición de los datos. Esto ha proporcionado una serie de registros en función del tiempo para cada uno de los nodos.
3. A partir de estos registros se han extraído las tablas y gráficas que se muestran en este apartado.

3.1.20. Respuesta vibratoria del modelo

A continuación, se exponen los resultados obtenidos de aceleraciones y velocidades en los puntos de control anteriormente mencionados para cada uno de los escenarios posibles, y para 3 velocidades de paso del vehículo de carga – 50, 90 y 150 Km/h-.

3.1.20.1. Aceleraciones

Se muestran seguidamente los resultados obtenidos respecto a aceleraciones verticales para las velocidades de paso de vehículo tractor en cada uno de los puntos de medición.

Punto	X [m]	V50	V90	V150
Pa1	0,87	4,608240	7,866237	4,744501
Pa2	1,30	1,181661	4,512116	2,719083
Pa3	2,55	0,388529	1,376499	0,734377
Pa4	2,93	0,195266	0,435417	0,500061
Pa5	5,03	0,207153	0,089424	0,183165
Pa6	8,03	0,157078	0,051059	0,191588
Pa7	10,53	0,081301	0,049483	0,121233
Pa8	12,53	0,216722	0,067194	0,163140

Tabla 3.5 Aceleraciones verticales en m/s² en cada uno de los puntos de control.
Fuente: Elaboración propia.

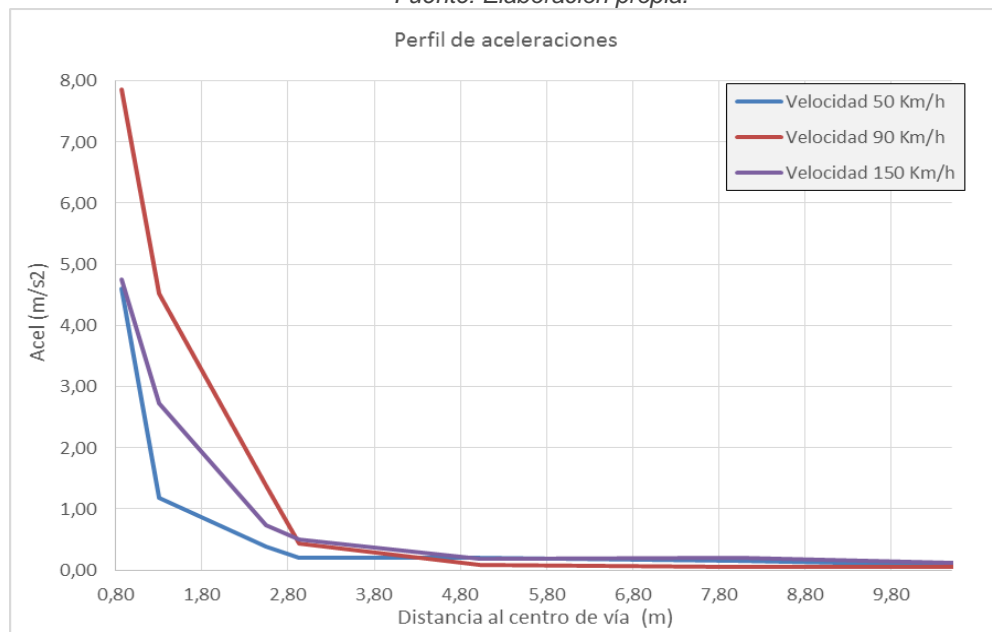


Figura 0.3. Perfil de aceleraciones para cada velocidad de paso del vehículo tractor.

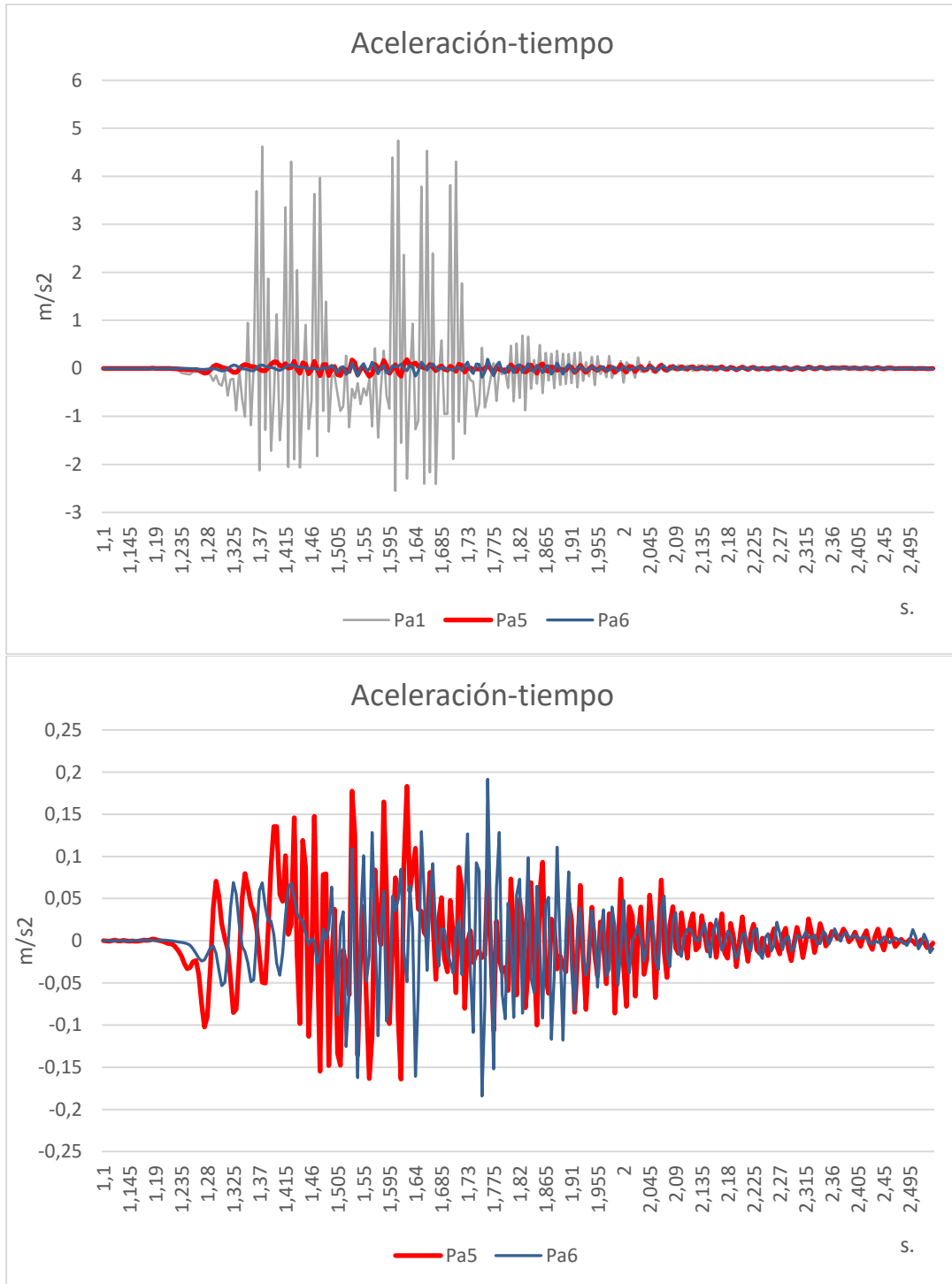


Figura 0.4. Acelerograma para el caso C0. Puntos Pa1, Pa5 y Pa6 (arriba) y detalle para los puntos del terreno (abajo). Fuente: Elaboración propia.

3.1.20.2. Velocidades

Se muestran a continuación los resultados obtenidos respecto a velocidades en su componente vertical, para las velocidades de paso de vehículo tractor en cada uno de los puntos de medición.

Punto	X [m]	V50	V90	V150
Pa1	0,87	0,019200	0,037100	0,032900
Pa2	1,30	0,009400	0,023400	0,025600
Pa3	2,55	0,003400	0,007700	0,009900
Pa4	2,93	0,002200	0,003900	0,006400
Pa5	5,03	0,001600	0,001600	0,003000
Pa6	8,03	0,000900	0,000800	0,001600
Pa7	10,53	0,000600	0,000600	0,001300
Pa8	12,53	0,001100	0,000800	0,001600

Tabla 3.6. Velocidades verticales en m/s en cada uno de los puntos de control.
Fuente: Elaboración propia.

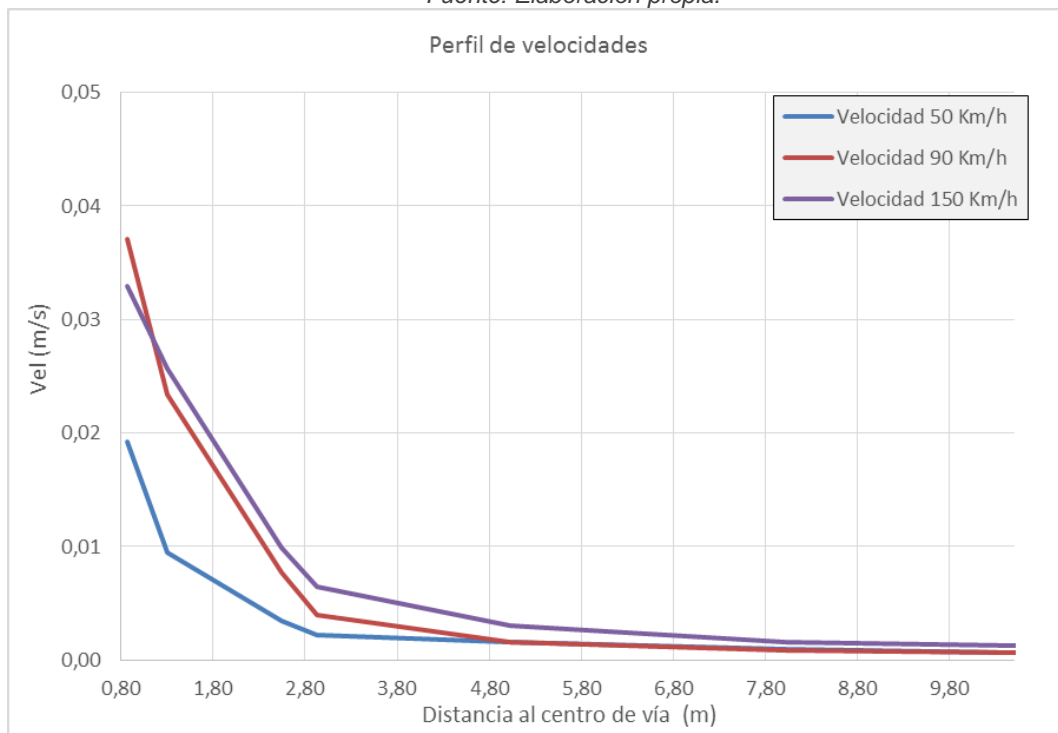


Figura 0.5. Perfil de velocidades para cada velocidad de paso del vehículo tractor. Fuente: Elaboración propia.

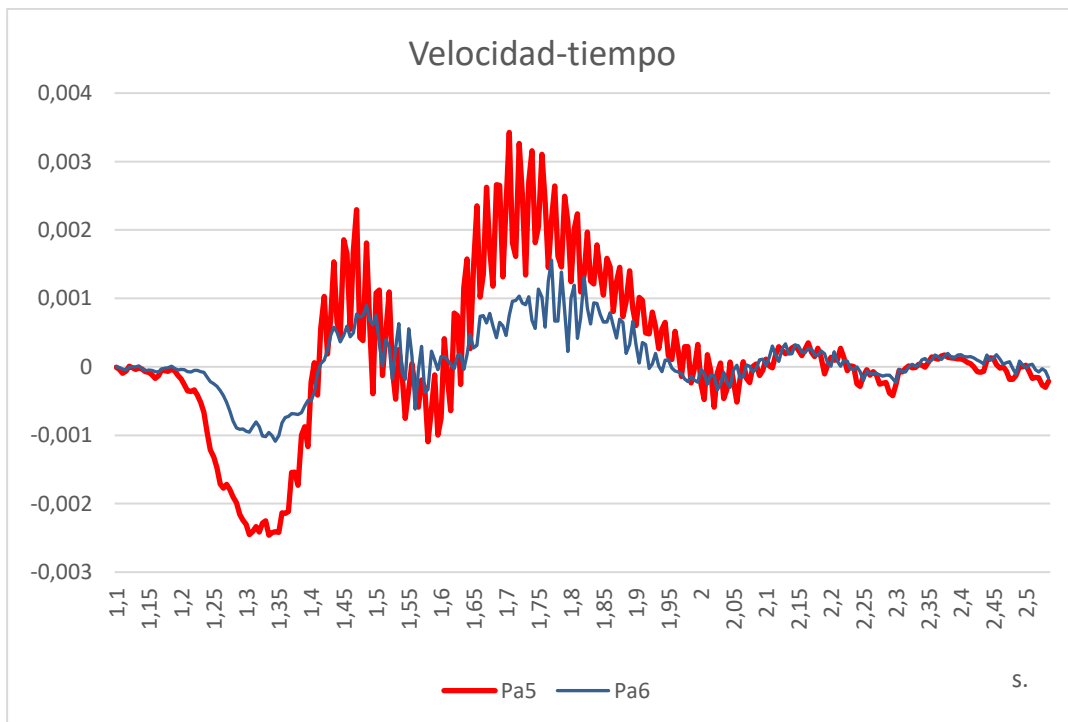
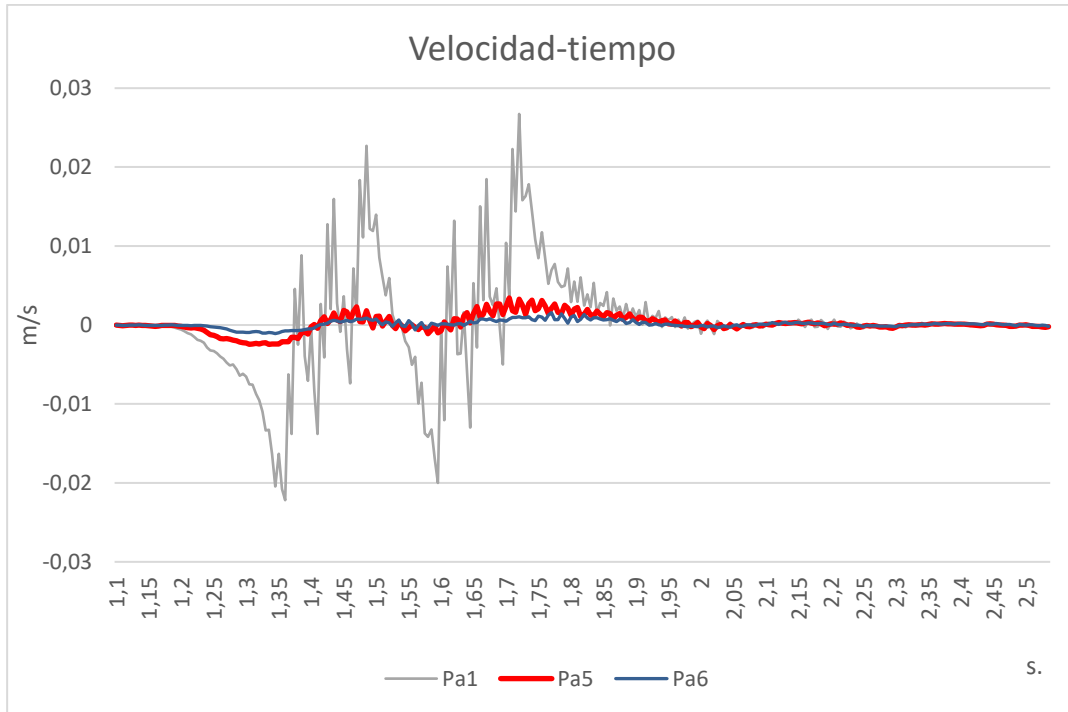


Figura 0.6. Resultados de velocidades para el caso C0. Puntos Pa1, Pa5 y Pa6 (arriba) y detalle para los puntos del terreno (abajo). Fuente: Elaboración propia.

ESTUDIO DE LOS CONDICIONANTES A CONSIDERAR

Para frecuencias bajas, si el estrato sobre el cual descansa el paquete de vías es lo suficientemente menos rígido que el inmediatamente inferior – p.ej. un paquete de arcillas sobre roca sana -, el estrato ‘blando’ se comportará de forma independiente y tendrá unos modos de vibración determinados. Si se da esta condición, se ha comprobado que existe una frecuencia mínima por debajo de la cual no se inducirán vibraciones en los estratos inferiores. A esta frecuencia se le denomina frecuencia de corte y vendrá condicionada por la litología de la plataforma y estratos inferiores y por la potencia de los mismos.

El segundo mecanismo de atenuación relevante para el desarrollo de la solución es el amortiguamiento. Las ondas cuya frecuencia sea superior a la de corte sí inducirán vibraciones en el terreno y, por tanto, tendrán que ser atenuadas imponiéndoles una barrera física que las amortigüe y dificulte su propagación.

El objeto del presente apartado consiste en estudiar el primer mecanismo – frecuencia de corte – y qué condicionantes determinan su obtención.

3.1.21. Obtención de la frecuencia de corte de diseño del bloque anti-onda

El objeto que se persigue abordar en el presente apartado es establecer una serie de criterios basados en la literatura científica al respecto y en las normativas existentes acerca de vibraciones con el fin último de dar al lector una visión global sobre cómo puede influir el mecanismo de la frecuencia de corte - o ‘*cutoff frequency*’ según (148)-.

De este modo, ya que la frecuencia de corte dependerá de la potencia del estrato y su litología y será, por tanto, un rasgo particular de cada caso de estudio, se determinarán unos rangos de bajas frecuencias que pueden resultar indeseables según su afección potencial.

Cabe recordar que se habían establecido dos modos de no transmisión de ondas mecánicas. Para frecuencias bajas era posible utilizar la diferencia de rigideces del terreno mediante la frecuencia de corte y en frecuencias más altas se buscaba su reflexión-absorción mediante los bloques anti-onda.

3.1.21.1. *Conceptos generales*

Wolf y Meek, en (148), establecen un claro ejemplo de lo que supone la frecuencia de corte en un semiespacio infinito elástico. Afirman que la frecuencia de corte es igual a la frecuencia fundamental natural de vibración del estrato por el que se deba propagar la onda. La expresión que establece dicha frecuencia es:

$$f = \frac{c_s}{(4d)} \quad (\text{ec.1})$$

Donde c_s es la celeridad de propagación de la onda en el medio y d la potencia del estrato. Es decir, para un estrato con una celeridad de 200 m/s y 25 metros de potencia, la frecuencia propia y, por tanto, de corte será 2 Hz (148). Debe recordarse que este concepto sólo es aplicable cuando el estrato superior es 'blando' en relación con el subyacente –por ejemplo, suelo sobre matriz rocosa-. De este modo, la propagación de las ondas sigue un comportamiento como el mostrado a continuación:

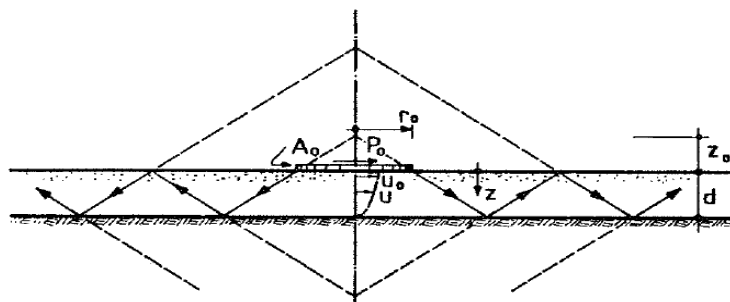


Figura 0.1. Propagación de ondas en el estrato blando. Fuente: (31)

De lo anterior se deduce un concepto fundamental para comprender el comportamiento de la propagación de las ondas mecánicas en el terreno y es que este fenómeno vendrá controlado principalmente por los estratos blandos (149).

Una vez expuesto lo anterior es posible comprender un poco mejor cómo se pretende que funcione la nueva solución. Lo que se busca es conseguir acotar el volumen de terreno en el que se propaguen las ondas mecánicas a un espacio reducido, situado en el entorno inmediato de la vía y evitando que elementos externos se vean involucrados dentro de este espacio de propagación "libre". De algún modo, se busca 'encerrar' dichas vibraciones de forma que su única vía de escape hacia el exterior – entorno donde se encuentran los elementos que deseamos

proteger - sea a través de una barrera que suponga una elevada pérdida energética-. De este modo es posible hacer que las bajas frecuencias no se transmitan –a través del mecanismo explicado en las líneas anteriores- y que para frecuencias elevadas la amplitud de onda se vea fuertemente reducida –mediante la absorción -.

Este concepto de ‘encerrar’ las ondas en un volumen controlado permite concebir tantas tipologías de soluciones como casos particulares de estudio hay, adaptando la forma y dimensiones de los bloques a la litología y solicitaciones propias de cada situación particular – frecuencias emitidas, amplitud, velocidad de onda, etc.--. En cualquier caso, discutir las diferentes soluciones no es objeto del presente apartado, pero sí trasladarnos a una de las ideas principales sobre las que se fundamenta su funcionamiento.

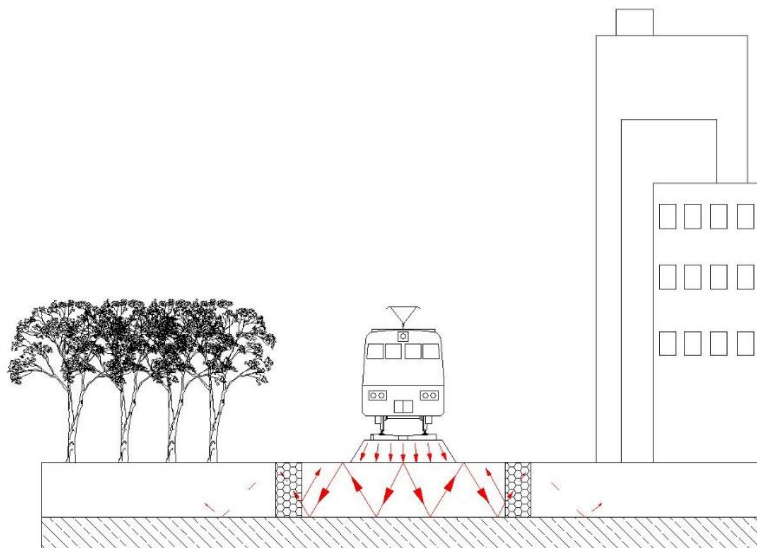


Figura 0.2. Ejemplo de combinación de ambos mecanismos de atenuación con estrato duro inferior y solución de bloques laterales en zanja. Fuente: Elaboración propia.

Una vez expuesto lo anterior surgen dudas inmediatas sobre qué criterios se debe seguir entonces, dada la extensa variabilidad de situaciones que se pueden dar, para establecer una frecuencia de corte. Incluso otras cuestiones más complejas como, “si por una misma línea de ferrocarriles circulan distintos tipos de vehículos – mercancías, pasajeros, distintas velocidades, distintos pesos, distintas configuraciones de ejes, etc.-, ¿cómo es posible establecer una única frecuencia de corte?”. Resulta imposible responder totalmente a este tipo de cuestiones. Por ello,

los siguientes puntos buscarán conocer los aspectos relevantes sobre la relación entre la frecuencia de corte y otros factores a tener en cuenta y por qué establecer una única frecuencia es una solución razonable.

Debe recordarse en todo momento que cada caso en el que se desee aplicar la solución requiere de un estudio previo de sus particularidades. Por ejemplo, en la figura anterior, se ha mostrado un caso de un estrato blando, de baja potencia y que descansa sobre otro más duro que permite que exista, de forma natural, una frecuencia de corte que limite la propagación a través del estrato duro de las ondas, necesitando únicamente de la instalación de bloques anti-onda en los laterales a modo de zanja. Pero una alternativa a este caso es aquella en la que no existiera tal estrato duro o la potencia del blando fuese tal que resultase poco razonable ‘cerrar’ con bloques en zanja hasta la profundidad de dicho estrato duro.

En estas situaciones, si se tratase de una vía de nueva construcción podría plantearse una mejora del suelo a una profundidad deseada –mediante inyecciones, o la elaboración previa de una losa subyacente al paquete de plataforma y vía, entre otras- que aportase la rigidez necesaria para reproducir el efecto del estrato duro. Evidentemente, esto requeriría de un estudio de viabilidad previo. Otra posible solución sería estudiar, mediante los criterios de Richart (150), la profundidad necesaria para crear unas pantallas en zanja contiguas a la vía que produjesen una ‘zona de sombra’ que abarcase el área que queremos proteger de las vibraciones pero prescindiríamos necesariamente de las ventajas de la frecuencia de corte. Este tipo de consideraciones son las que deben plantearse en cada caso si se desea maximizar el efecto de la solución.

Llegados a este punto, conviene aclarar por qué emplear la frecuencia de corte como uno de los pilares conceptuales de la solución propuesta y no recurrir a trabajar sobre otros parámetros dada la amplia casuística a la que nos enfrentamos.

Numerosos estudios - (149), (151), (152) y (153), entre otros- sobre la afección de vibraciones producidas por el paso del ferrocarril en su entorno coinciden en que la velocidad de circulación del mismo no es el factor más determinante a la hora de generar dichas vibraciones. Es decir, la respuesta del medio frente al paso de una carga móvil no es independiente de la velocidad a la que éste se desplace

pero tampoco es posible establecer una relación de proporcionalidad entre amplitud de desplazamiento y velocidad de paso. En cambio, sí que es conocida la relación existente entre los fenómenos de resonancia en estructuras y las frecuencias emitidas por el foco – el vehículo ferroviario – y sus efectos adversos. Recientemente se está conociendo también los efectos adversos para la salud de personas expuestas a vibraciones de forma continuada a unos determinados rangos de frecuencias.

Como se verá a continuación, se han desarrollado recientemente normas relativas a las vibraciones que afectan tanto a personas como estructuras.

3.1.21.2. Afeción a estructuras

A efectos de la realización de la tesis, los datos más relevantes se resumen a continuación:

- **Norma DIN 4150, Parte 3 (1999):** Relativa a estructuras de edificación, establece unos límites de tolerabilidad en función de la frecuencia y de la velocidad de oscilación. Está elaborada desde el punto de vista de afeción estructural. Se muestran en la siguiente tabla:

Line	Type of structure	Guideline values for velocity, v_r , in mm/s			
		Vibration at the foundation at a frequency of			Vibration at horizontal plane of highest floor at all frequencies
		1 Hz to 10 Hz	10 Hz to 50 Hz	50 Hz to 100 Hz*)	
1	Buildings used for commercial purposes, industrial buildings, and buildings of similar design	20	20 to 40	40 to 50	40
2	Dwellings and buildings of similar design and/or occupancy	5	5 to 15	15 to 20	15
3	Structures that, because of their particular sensitivity to vibration, cannot be classified under lines 1 and 2 and are of great intrinsic value (e.g. listed buildings under preservation order)	3	3 to 8	8 to 10	8

*) At frequencies above 100 Hz, the values given in this column may be used as minimum values.

Tabla 3.7 Criterios de aceptación de vibraciones según DIN 4150. Fuente: (156)

- Por lo que respecta a la **EHE-08** (157), los límites en estructuras de edificación se fijan en función de la tipología de edificio. Por ejemplo, para gimnasios y palacios de deporte, los límites se sitúan en 8 Hz, salas de fiesta o conciertos sin asientos fijos 7 Hz y con ellos 3.4 Hz.

En estructuras civiles, las frecuencias a evitar que indican las respectivas normativas son las siguientes:

- Para pasarelas peatonales, según la **IAP-11** (158) deberán evitarse frecuencias propias de oscilación vertical entre 1.25 Hz y 4.60 Hz y en modos de desplazamiento horizontal y torsión comprendidos entre 0.5 y 2 Hz.
- Para puentes de ferrocarril, la **IAPF** (159) establece, entre otros, los siguientes criterios que pueden darnos una orientación sobre las frecuencias a evitar en este tipo de estructuras:
 - Deben comprobarse las aceleraciones verticales del tablero para puentes no convencionales con velocidad de paso inferior a 220 km/h para los modos de vibración cuya frecuencia sea inferior a 30 Hz.
 - Para evitar resonancia lateral en vehículos, la frecuencia del primer modo de vibración por flexión transversal del tablero debe ser superior a 1.2 Hz.
 - Se establecen los siguientes límites inferiores y superiores de frecuencias según las longitudes determinantes de los elementos estructurales que compongan el puente:

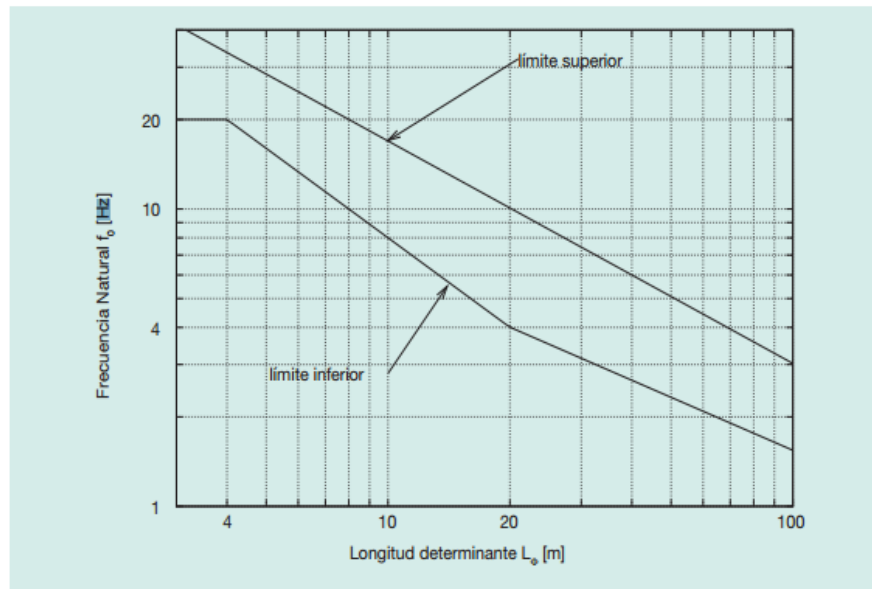


Figura 0.3. Límites de la frecuencia natural en Hz en función de la longitud determinante del elemento estructural. Fuente: (159)

Los límites y valores mostrados anteriormente no deben malinterpretarse. Se han mostrado aquellos valores que las normas indican que deben evitarse en la construcción y explotación de sus respectivos tipos de estructuras por fenómenos mayoritariamente relacionados con la resonancia. No quiere decir que las estructuras tengan sus modos de vibración propios comprendidos entre dichos valores, pero sí que nos es útil, a falta de información más concreta – como bien se indica al inicio de las ISO 2631 -, para acotar el rango de frecuencias habitual en el que se encontrarán la mayoría de elementos que deseemos proteger mediante los bloques anti-onda.

A la vista de lo anterior, puede concluirse que las **frecuencias indeseadas a transmitir a estructuras colindantes a la vía oscilan, en su mayoría, entre los 0 y los 30 Hz**

3.1.21.3. *Afección a personas*

Por lo que respecta a la afección a personas, una vez más, la norma **ISO 2631** (160) establece los criterios de evaluación a seguir. Como en el caso anterior, no establece un rango de frecuencias que produzcan, de forma segura, perjuicio a la

salud de las personas expuestas a ellas. Establece que oscilaciones continuadas de frecuencias inferiores a 0.5 Hz pueden producir mareos y malestar, pero no cuenta con información fehaciente de efectos de mayor gravedad para la salud humana. También distingue entre los efectos que pueden tener dichas vibraciones según la posición de la persona –erguido, tumbado, sentado, etc.-.

Existen algunas publicaciones que tratan sobre la respuesta del cuerpo humano frente a vibraciones de determinadas frecuencias (160). De igual modo que las estructuras, bajo determinadas sollicitaciones, las distintas partes del cuerpo humano pueden verse afectadas por el fenómeno de resonancia. Por ejemplo, en (160) se establece que la caja torácica y abdomen tienen frecuencias propias en el entorno de los 3 a 6 Hz. En el mismo estudio se contemplan las normas ISO 2631 y 5349, relativas a la afección de vibraciones en personas y se establece que la máxima sensibilidad para las vibraciones inducidas por el sistema mano-brazo se produce para 12 – 16 Hz. También se comprueba que el cuerpo atenúa mejor las vibraciones inducidas de pies a cabeza para frecuencias superiores a los 50 Hz, lo que lleva a concluir que la mayoría de partes del cuerpo tienen su frecuencia de resonancia por debajo de esta cifra. Cuanto menor es dicha frecuencia, mayor es la amplitud de vibración transmitida por todo el cuerpo.

Es por ello que para evitar causar perjuicio a la salud de las personas expuestas, la frecuencia de corte debería establecerse en el entorno de los **40-50 Hz**.

3.1.21.4. Frecuencias habituales en ferrocarriles

Existen numerosos estudios a nivel internacional sobre esta temática pero siempre centrados en un tramo concreto de la red o para un determinado tipo de tren. Es por ello que, para establecer unos valores razonables es necesario repasar el conjunto de experiencias previas más significativas.

Uno de los estudios más interesantes llevados a cabo en España se recoge en [6]. Se trata del análisis de la propagación de ondas mecánicas al paso de un tren AVE-Alstom, AVE-Talgo y una locomotora 252 a distintas velocidades durante el periodo de prueba del tramo Antequera-Málaga. Se dispusieron sensores inerciales a distancias de 3, 8.6 y 11.8 metros del eje de vía. Se muestran a continuación los resultados obtenidos para el caso AVE-Alstom a 250 km/h:

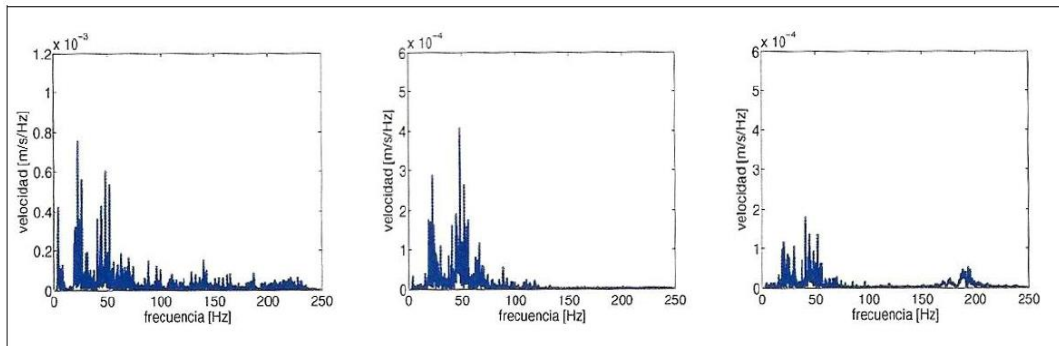


Figura 0.4. Resultados de frecuencias obtenidos a 3 m (izda.), 8.6 m (centro) y 11.8 m (dcha.) al paso de un AVE-Alstom a 250 km/h. Fuente: (151)

Puede observarse que las frecuencias se concentran principalmente entre los 25 y los 150 Hz estando las de mayor velocidad de oscilación comprendidas entre 25 y 50 Hz.

Como se afirma en (149), “el paso de los elementos fijos de tren y vía a ciertas velocidades crea unas excitaciones sobre la capa de frecuencias comprendidas entre 5 y 25 Hz”.

Por otra parte, en (147), para el estudio de trenes de alta velocidad como el ICE o el AVE, se establecen las siguientes conclusiones generales - (147) y (151)-:

- La configuración de los ejes transmite ondas de frecuencia próxima a los 20 Hz.
- Ondulaciones de carril de onda larga y danza de traviesas 50 Hz.
- Pequeños desperfectos en el carril: 100 Hz.
- Espaciado de traviesas: 130 Hz.
- Ondulaciones de carril de onda corta: 220 Hz.

En (149) se comparan los resultados obtenidos de algunos de los estudios citados y puede verse como los rangos de frecuencias anteriores se corresponden con las pruebas realizadas por Galvín en (151). Además, se añade que los efectos del contacto Hertziano abarcan frecuencias comprendidas entre 100 y 1000 Hz pero son poco significativos comparados con los anteriores – se aproximarían más a un ‘ruido’ numérico en las frecuencias elevadas -.

Como conclusiones de lo anterior, se puede considerar que, pese al amplio abanico de frecuencias significativas en los que se suele encontrar el paso del tren como foco emisor - según (149) oscila entre 0.5 y 220 Hz -, un valor razonable para establecer una frecuencia de corte se encontraría **entre los 25 y 50 Hz**, rango que origina en los elementos colindantes mayores velocidades de oscilación.

Cabe recordar que, tanto por motivos estructurales como de afección directa al cuerpo humano, las frecuencias de corte óptimas también se encontraban en el mismo rango. Es por ello que, quedando supeditado a la viabilidad constructiva, económica y de demás agentes externos propios de cada caso, la **frecuencia de corte será próxima a los 50 Hz**.

Volviendo al ejemplo inicial propuesto por Wolf en (148), para las características dadas, esto supondría que la profundidad libre del estrato blando sobre el medio rígido –suelo natural o mejora artificial equivalente- sería del entorno de 1 metro.

3.1.21.5. Condicionantes

Siguiendo la filosofía de Wolf (148) de buscar un modelo simple que reproduzca aceptablemente la relación en la transmisión de vibraciones entre el suelo y la estructura, surgió la expresión de la frecuencia de corte, pero ¿qué ocurre si las condiciones naturales del terreno no son las propuestas por Wolf? En ese caso, si se desea mantener el efecto conjunto de frecuencia de corte y absorción, se deberá crear artificialmente –losa, inyecciones, sustitución del terreno, etc.- esa rigidez inferior que ocasionaría un estrado duro subyacente. En este caso, los condicionantes serían principalmente económicos y de viabilidad constructiva, y serán objeto de estudio particular en cada caso.

3.1.22. Tipos de bloque

Se van a considerar tres tipos de bloque, cada uno de ellos tendrá sus ventajas y sus desventajas, lo que hará necesario un análisis posterior para la elección del bloque más ventajoso.

3.1.22.1. Sección modular maciza en lateral

La primera de las soluciones consiste en disponer de módulos antiondas en uno o los dos laterales de la vía ferroviaria, según interese.

La distancia a la que hay que excavar la zanja es muy importante, pues influye en la transmisión de las ondas vibratorias como se confirma en (161). En este estudio se expone como para una distancia de excavación de $1,25 \lambda_{RM}$ del eje longitudinal de la vía, siendo λ_R la longitud de onda de Rayleigh del terreno, se reducen considerablemente las ondas emitidas al exterior de la zanja. A partir de dicha distancia continúa la reducción de las mismas, pero menos significativamente. Sin embargo, si la distancia es menor de $1,25 \lambda_R$ se agravan los efectos de las vibraciones.

Otro factor determinante en el diseño de la zanja, y además de los módulos, es la profundidad que alcanzará el muro bajo la superficie del terreno. La profundidad de excavación permite que las ondas generadas por el paso de los vehículos ferroviarios pasen o no al exterior.

La profundidad necesaria va a depender del terreno sobre el que va a trabajarse, pues según el estudio (161) las mitigaciones de las vibraciones se conseguían sin irrumpir en costos excesivos, para profundidades de $0,5 \cdot \lambda_R$.

Las ondas que se transmiten por el suelo suelen tener valores de longitudes de onda de entre 3 y 7 metros. Estos valores dependen del módulo de Young del suelo y de su densidad, así como de la frecuencia dominante de la vibración que produce cada tren. Con estos datos, las zanjas han de situarse aproximadamente a 4-5 metros del eje de la vía y tener una profundidad de entre 1,5 y 3 metros para abarcar la casi totalidad de las vibraciones generadas.

Por último, la anchura que habrá de tener la zanja, y, por lo tanto, la anchura de los módulos, no tiene una gran relevancia a la hora de mitigar las ondas. Según el estudio (162), anchuras de zanja comprendidas entre 0,3 y 0.6 m son suficientes para el propósito de la mitigación de las ondas.

Dicho esto, la sección del módulo macizo será rectangular. Las dimensiones de anchura y profundidad ya han sido acotadas y la longitud dependerá de la

facilidad de puesta en obra. La longitud de los módulos ha de permitir su transporte y fácil colocación en las zanjas.

Teniendo en cuenta que la densidad del hormigón es de 2.400 kg/m^3 , si se considera una longitud del módulo de 1 metro, las masas de éstos pueden variar entre los 1.440 kg y los 2.880 kg. Si aumentamos la longitud a 2 metros las masas se sitúan entre los 2.880 kg y 5.760 kg.

Como valor medio de las placas se pueden tomar 2.000 kg para longitudes de 1 metro y 4.000 kg para 2 metros. Aumentar la longitud de los módulos dispararía el peso y con ello la dificultad para su puesta en obra. Por eso se estima adecuada una longitud de 2 metros como máximo. La siguiente imagen representa cómo sería la disposición de este tipo de módulo en el terreno.

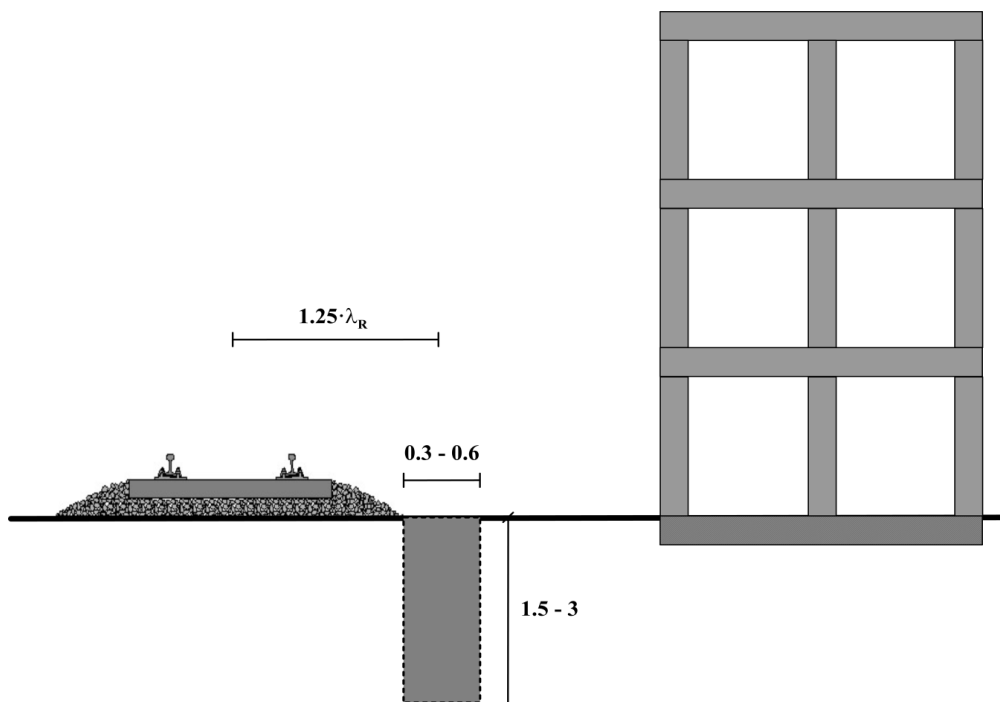


Figura 0.5. Módulo macizo situado en lateral de la vía ferroviaria.
Fuente: Elaboración propia.

3.1.22.2. Sección modular hueca en lateral

El fundamento funcional de este tipo de módulo es que la transmisión de las ondas vibratorias se interrumpe enormemente cuando se da una discontinuidad en

el terreno y/o tiene que atravesar materiales de diferente naturaleza. Por este motivo se excavan las zanjas. Cuando la onda alcanza el bloque de hormigón y se encuentra un material con una impedancia diferente, parte de la misma se refleja hacia el interior, parte la atraviesa y parte se degrada. Si además ha de atravesar una cámara de aire (el mejor medio para disipar las ondas vibratorias), las ondas sufren los efectos siguientes: disminución de la amplitud de onda (126) y filtrado de las frecuencias bajas (0-50 Hz) (163) que son las que afectan a las estructuras y edificios al poder entrar en resonancia con ellos.

Por lo que respecta a las dimensiones, los criterios de filtración de las ondas son los mismos que en el caso anterior, por consiguiente, las medidas de anchura y profundidad serán las mismas. Para el diseño de la sección hueca, ésta se ha dimensionado en base a los esfuerzos que deberá soportar del terreno.

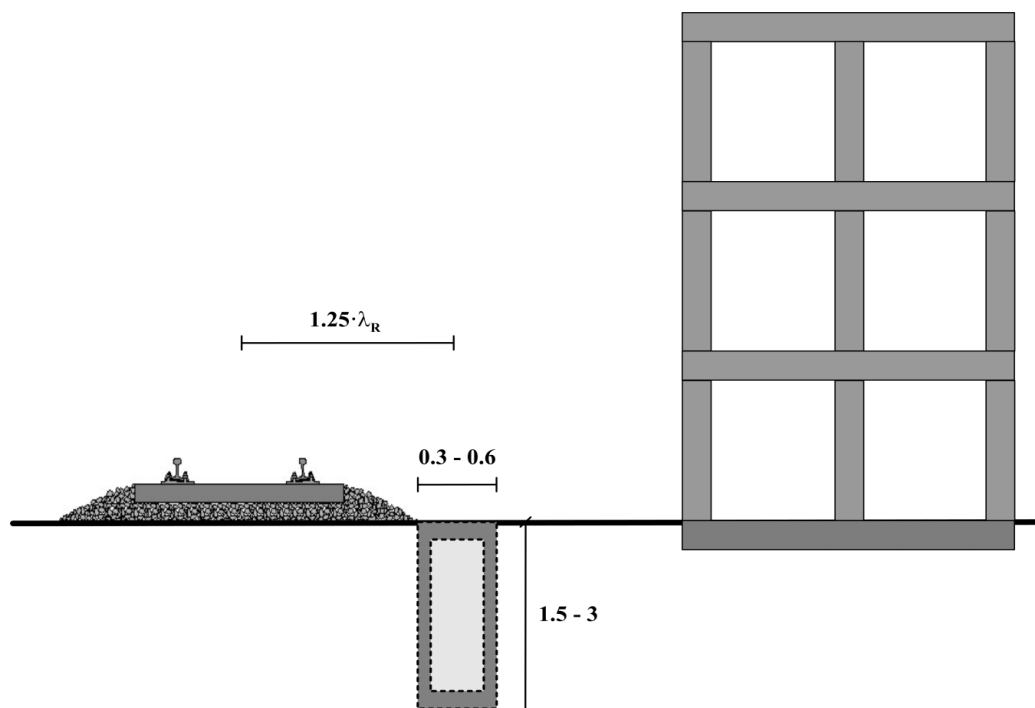


Figura 0.6. Módulo hueco situado en lateral de la vía ferroviaria.
Fuente: Elaboración propia.

En términos generales, la sección del módulo será distinta en función del terreno en el que vaya a instalarse, pero para tener una idea aproximada de las magnitudes, el siguiente diseño se ha calculado para un suelo con unas

características geotécnicas adversas. Los cálculos se han realizado para un terreno arenoso de 20 KN/m^3 de peso específico, con un ángulo de rozamiento interno de 30° ; y para dimensionar el espesor de la base superior se ha considerado el paso de un camión cargado de 20t por eje.

Para un módulo de hormigón de 2 m de profundidad y 0.5 m de anchura, las dimensiones mínimas que debe tener por metro de longitud son las siguientes:

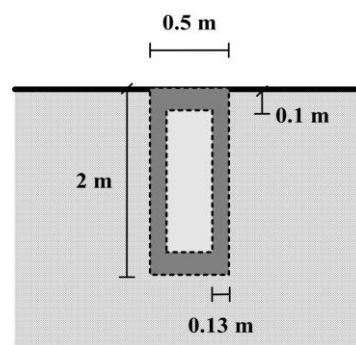


Figura 0.7. Sección módulo hueco. Fuente: Elaboración propia.

- Espesor de las paredes laterales: 13 cm
- Espesor bases: 10 cm

Con estos espesores, cada módulo tendría una masa de 1.037 kg.

Estos resultados se corresponden a un módulo que resiste los esfuerzos únicamente con el propio hormigón en masa. En caso de ser hormigón armado los espesores se reducen. Calculando la sección siendo el módulo de hormigón armado se tienen las siguientes dimensiones:

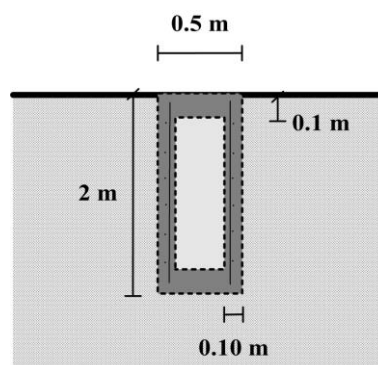


Figura 0.8. Sección módulo hueco. Fuente: Elaboración propia

- Espesor de las paredes laterales: 10 cm
- Espesor de las bases: 10 cm

La armadura necesaria por cálculo para resistir los esfuerzos del terreno son tres redondos B-500S de 16mm de diámetro dispuestos de manera longitudinal por metro, con un recubrimiento de 3mm en la zona de tracción, es decir, en la cara interior de las paredes.

Para resistir los esfuerzos cortantes la armadura se compone de redondos $\phi 8$ cada 30 centímetros dispuestos transversalmente a los anteriores, tal y como se muestra en el siguiente esquema.

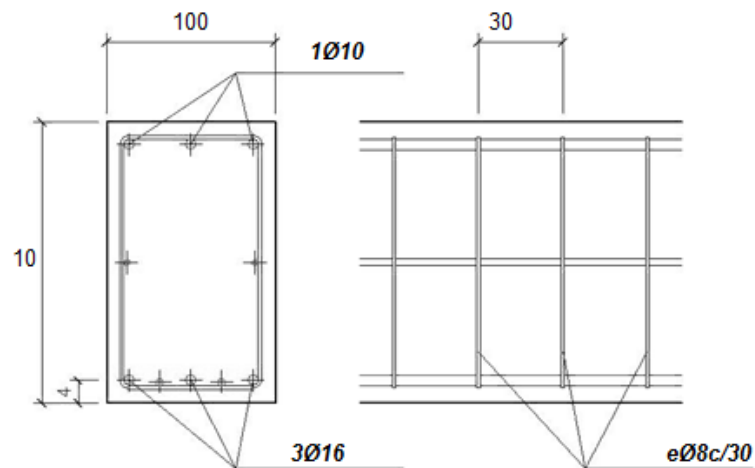


Figura 0.9. Esquema de la armadura de la sección de la pared lateral del módulo hueco.
Fuente: Elaboración propia.

El módulo hueco se ha calculado por unidad de longitud, lo que facilita su instalación, así que sus dimensiones finales son 0,5m x 2m x 1m.

Conviene señalar que estas secciones son orientativas, ya que para cada tipo de terreno los esfuerzos solicitados serán diferentes, y, con ello, las secciones necesarias para resistirlos.

3.1.22.3. Sección modular tipo losa horizontal

El tipo de losa horizontal se coloca bajo la capa del subbalasto de la vía ferroviaria. Según el estudio (164), para la disminución de las ondas vibratorias es

más efectivo disponer el módulo entre la capa del subbalasto y la capa de forma que disponiéndola un metro por debajo del subbalasto.

Mediante su empleo, se comprobó que se consigue una disminución considerable de la amplitud de las vibraciones en las zonas más próximas a la vía (unos pocos metros), aunque dicha disminución de la vibración desaparece conforme la distancia a la vía aumenta (164).

Otro de los efectos de este tipo de módulo es que se consiguen filtrar ciertas frecuencias de onda, comprendidas entre 0 y 100 Hz (164), lo cual es beneficioso para las estructuras próximas. En cuanto a las dimensiones de este módulo, la anchura ha de coincidir con la capa de subbalasto, y la altura un valor comprendido entre 0,1 y 0,5 metros.

En la siguiente imagen se muestra cómo sería el perfil ferroviario con una losa antiondas instalada en una vía de sentido único, siendo “e” el espesor de losa y “b” su anchura.

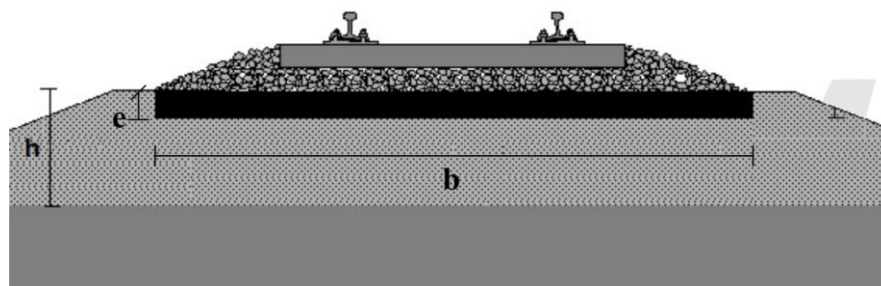


Figura 0.10. Módulo tipo losa bajo capa de subbalasto de vía única.
Fuente: Elaboración propia

En caso de ser vía única, la anchura de la capa de subbalasto será de 8 metros aproximadamente. En el caso de ser vía doble, la anchura de la capa inferior del subbalasto alcanza valores de hasta 14 metros. Esta longitud es excesiva para construir prefabricados de esas dimensiones porque imposibilitan su fácil transporte y colocación, por este motivo, lo óptimo es instalar dos placas contiguas de 7 metros cada una.

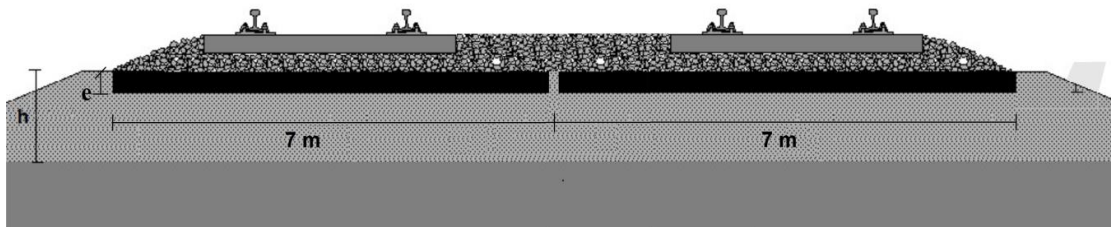


Figura 0.11. Módulo tipo losa bajo capa de subbalasto de vía doble. Fuente: Elaboración propia.

El espesor de las losas, no influye demasiado en la mitigación de las ondas, por lo tanto, se asignarán valores cercanos a los 30 cm.

Considerando una vía única, teniendo el módulo una longitud de 1 m, el peso por módulo prefabricado sería de 5.700 Kg. Si se tiene vía doble, al ser una instalación de dos placas de 7 metros de anchura cada una, el peso por unidad sería de 5.000 Kg.

Los módulos han de tener una armadura que les impida fisurar durante su colocación ni durante la vida útil de los mismos. La armadura a disponer se muestra en la imagen siguiente:

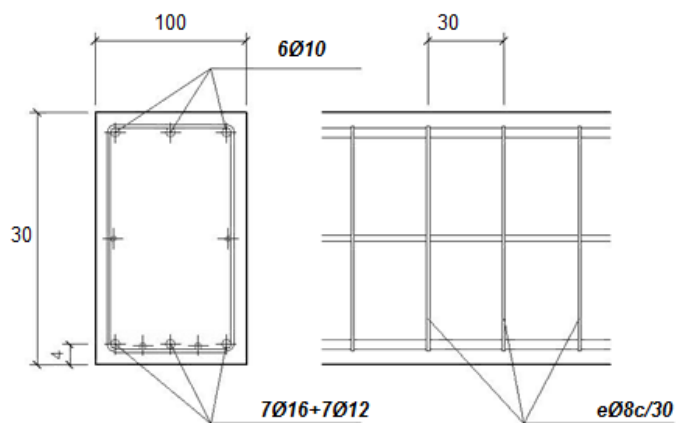


Figura 0.12. Esquema de la armadura del módulo tipo losa. Fuente: Elaboración propia.

CARACTERIZACIÓN DEL HORMIGÓN CON RESIDUO DE NEUMÁTICOS FUERA DE USO

En este apartado, una vez planteados todos los diseños, se va a proceder a realizar los ensayos pertinentes al material para obtener la dosificación óptima.

3.1.23. Fabricación de probetas

Una vez fabricadas las probetas se dejó fraguar el hormigón 28 días antes de realizar los correspondientes ensayos.



Figura 0.1. Relleno de los moldes. Fuente: Elaboración propia.

3.1.24. Determinación y realización de los ensayos para su caracterización

En este apartado se indicarán los ensayos que se consideran necesarios para comprobar las prestaciones y rendimientos de las distintas dosificaciones que han sido seleccionadas (en la siguiente tabla), y se realizará una valoración de los resultados.

Siendo HC la mezcla de referencia de hormigón convencional, las mezclas F aquellas en las que se ha sustituido arena por partículas Finas de NFU, y las mezclas G aquellas en las que se ha sustituido grava por partículas Gruesas de NFU. En las dosificaciones también se ha realizado una aportación de fibras de polipropileno.

Mezclas	Áridos convencionales				Partículas caucho		Agua	Fibras
	Cemento	Arena	Gravillas	Grava	Fino	Grueso		
	(Kg/m3)	(Kg/m3)	(Kg/m3)	(Kg/m3)	(Kg/m3)	(Kg/m3)	(Kg/m3)	(Kg/m3)
HC	275	837	230	755			133	0
F 2,5 %	275	816	230	755	8		133	0,6
F 5 %	275	795	230	755	16		133	0,6
F 10 %	275	754	230	755	32		133	0,6
F 15 %	275	712	230	755	47		133	0,6
G 5 %	275	837	230	718		16	133	0,6
G 10 %	275	837	230	680		32	133	0,6
G 15 %	275	837	230	642		47	133	0,6

(*) Mezcla F 2,5 % $D_{máx} = 0,4 \text{ mm}$

Tabla 3.8 Dosificaciones seleccionadas para los hormigones. Fuente: Elaboración propia.

Los ensayos realizados en la campaña de ensayos de laboratorio han sido los siguientes:

- Ensayo de asentamiento. UNE – EN 12350 – 2:2009
- Absorción capilar
- Densidad, absorción y porosidad. UNE – EN 12390 – 7:2009
- Resistencia a compresión. UNE – EN 12390 – 3:2009
- Resistencia a tracción indirecta. UNE – EN 12390 – 6:2009
- Módulo secante de elasticidad. UNE – EN 12390 – 13:2014
- Resistencia del hormigón mediante esclerómetro o índice de rebote. UNE – EN 12504 – 2: 2013
- Profundidad de penetración en el agua bajo presión. UNE – EN 12390 – 8:2009
- Determinación de aire ocluido. UNE – EN 12350 – 7: 2010
- Factor de amortiguamiento del material.
- Velocidad de ultrasonidos. UNE EN 12504 – 4:2006

Se presentan a continuación los resultados de los mismos. Para un rápido entendimiento de los resultados, se han presentado de forma gráfica, y posteriormente se comentarán y analizarán.

Ensayo de asentamiento

Los resultados del ensayo de asentamiento se pueden ver en la siguiente gráfica, medidos en centímetros.

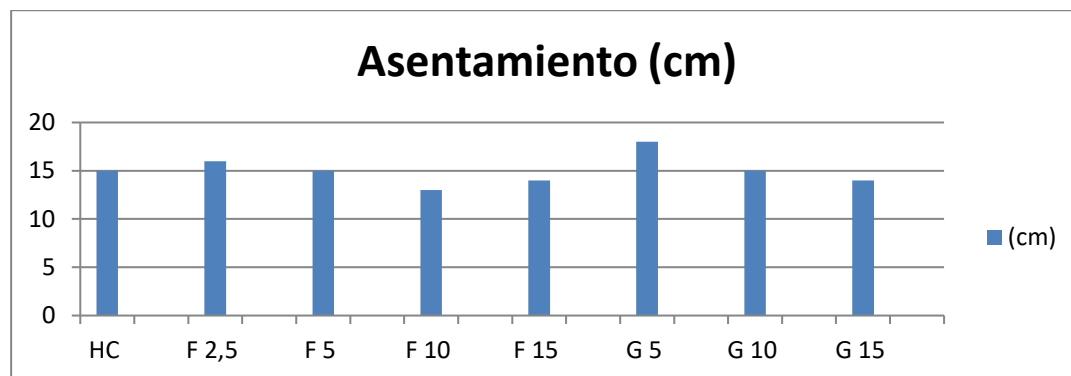


Figura 0.2. Resultado ensayo asentamiento. Fuente: Elaboración propia.

Absorción capilar

El ensayo de absorción capilar ofreció resultados muy dispares, ya que algunas dosificaciones obtuvieron valores mucho más elevados que otras. En la siguiente gráfica se observan estos valores, medidos a partir del índice k.

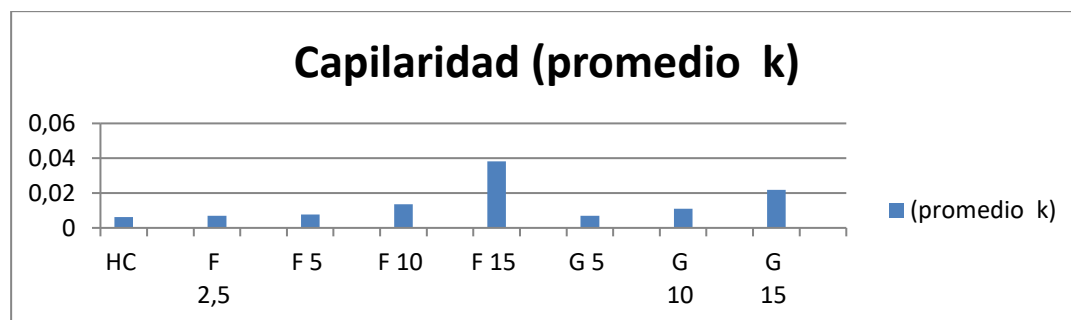


Figura 0.3. Resultado ensayo capilaridad. Fuente: Elaboración propia

Densidad, absorción y porosidad

En el ensayo de densidad, absorción y porosidad, el único resultado que se obtiene directamente es la densidad (gr/cm³). Tanto la absorción como la porosidad se conocen en base a diferentes expresiones, las cuales se adjuntan a continuación.

$$\text{Absorción (Ab)} = \frac{M_{sss} - M_s}{M_s} * 100$$

Dónde:

- Ab : Absorción del hormigón endurecido (%);
- M_{SSS} : Masa saturada superficie seca de la probeta (g);
- M_s : Masa seca de la probeta (g);

$$Porosidad (P) = \frac{M_{SSS} - M_s}{M_{SSS} - M_{AA}}$$

Dónde:

- P : Porosidad del hormigón endurecido (%);
- M_s : Masa seca de la probeta (g);
- M_{SSS} : Masa saturada superficie seca de la probeta (g);
- M_{AA} : Masa aparente en el agua (g);

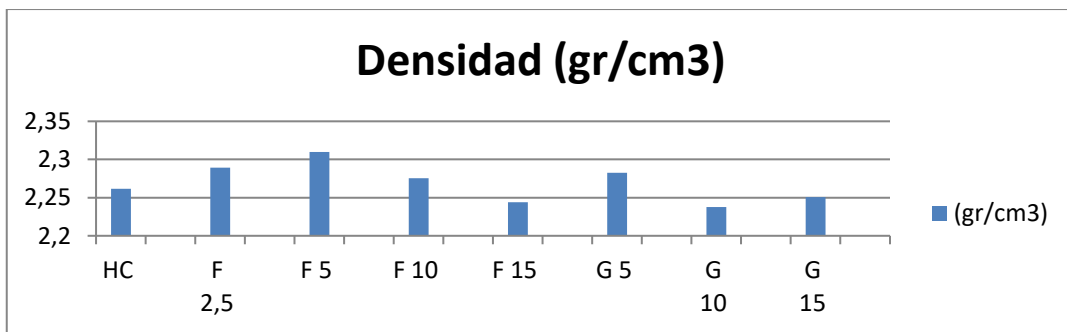


Figura 0.4. Resultado ensayo de densidad. Fuente: Elaboración propia.

Resistencia a compresión

Los resultados del ensayo de resistencia a compresión se han encontrado todos ellos en un orden de magnitud similar, ya que los valores se han movido entre 30 y 40 MPa. En la siguiente gráfica se observan los resultados.

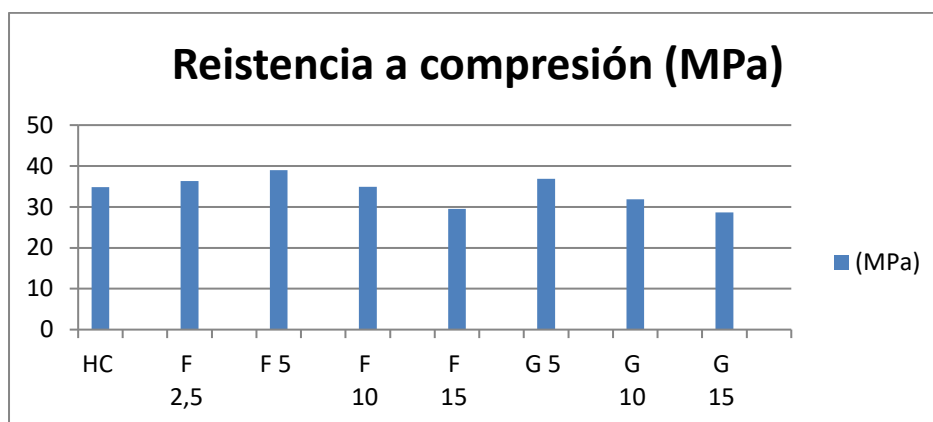


Figura 0.5. Resultado ensayo de resistencia a compresión. Fuente: Elaboración propia.

Resistencia a tracción indirecta

En este ensayo, donde se medía la resistencia a tracción indirecta de los hormigones correspondientes a las distintas dosificaciones

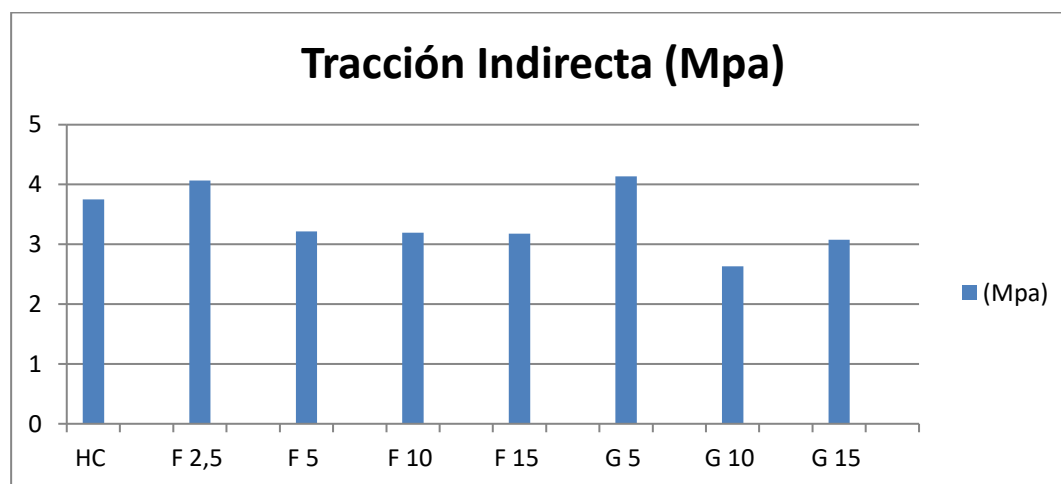


Figura 0.6 Resultado ensayo de tracción indirecta. Fuente: Elaboración propia.

Módulo secante de elasticidad

Los valores del módulo de elasticidad mostraron resultados diferentes en función de la cantidad de NFU incorporada al hormigón, con valores entre los 30 y los 50 GPa.

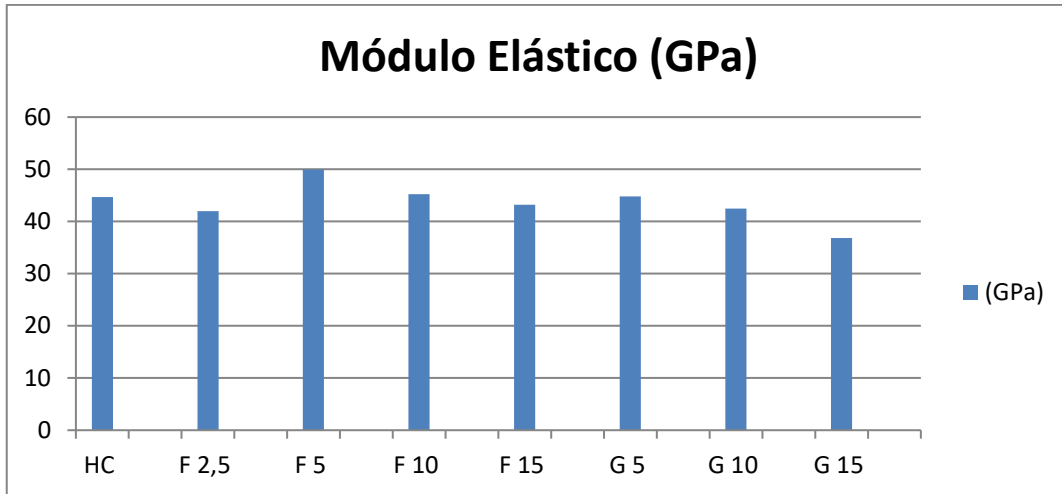


Figura 0.7 Resultado ensayo de módulo secante de elasticidad. Fuente: Elaboración propia.

Resistencia del hormigón a impacto

La resistencia del hormigón frente a impacto disminuía conforme se incrementaba la cantidad de NFU. De este modo se encontró un descenso progresivo conforme aumentaba el porcentaje de árido sustituido por NFU. En el gráfico se puede comprobar esta afirmación.

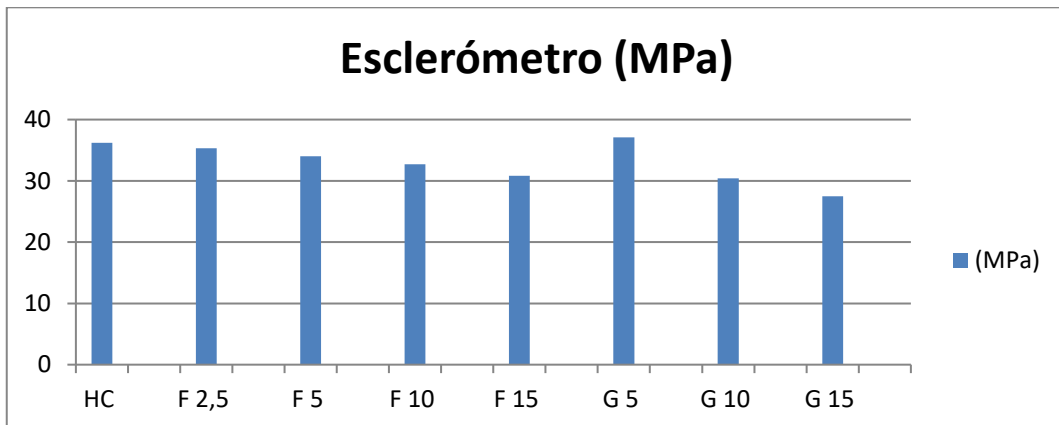


Figura 0.8 Resultado ensayo de índice de rebote. Fuente: Elaboración propia.

Profundidad de penetración en el agua bajo presión

La profundidad de penetración de agua bajo presión se midió en milímetros y ofreció resultados dispares. Como se intuyó desde un principio, aquellas probetas que contaban con una mayor cantidad de caucho registraron valores más altos.

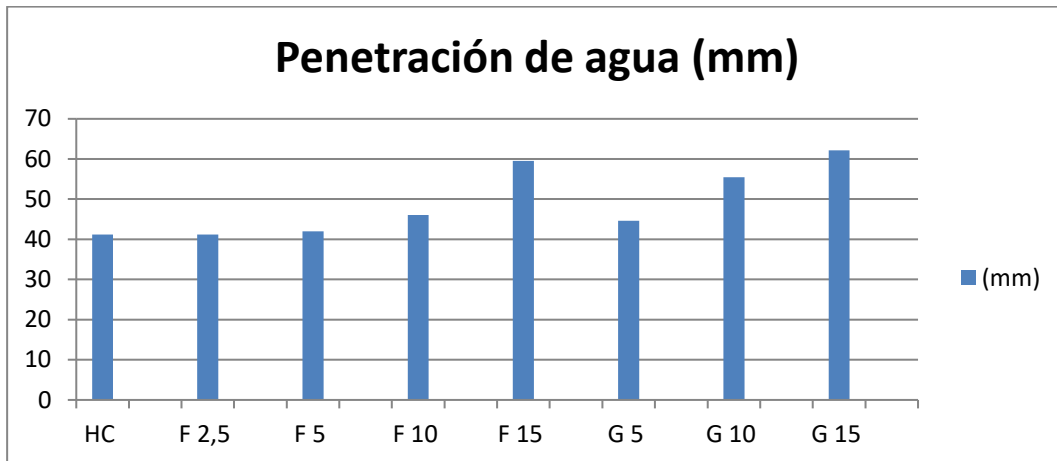


Figura 0.9 Resultado ensayo de penetración de agua. Fuente: Elaboración propia.

Determinación del aire ocluido

El anterior ensayo y este están íntimamente relacionados, ya que a mayor cantidad de huecos mayor penetración de agua. De este modo los valores más elevados se encontraron en prácticamente las mismas dosificaciones que en el caso anterior.

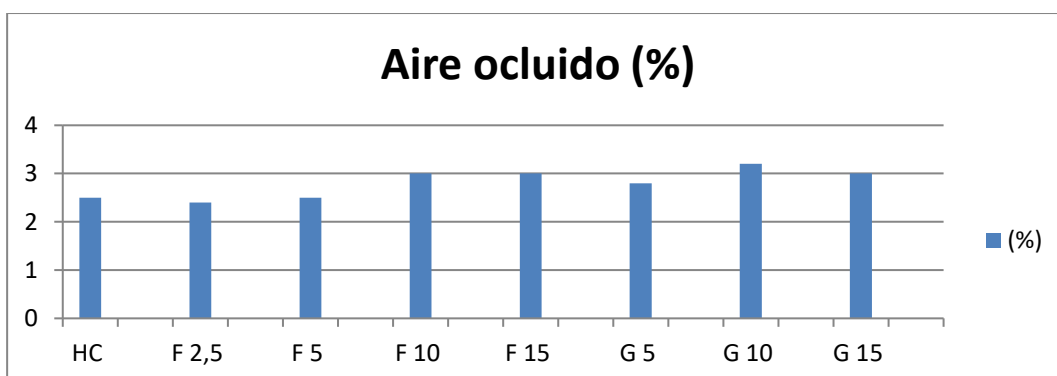


Figura 0.10 Resultado ensayo de penetración de aire ocluido. Fuente: Elaboración propia.

Velocidad de ultrasonidos

En el siguiente cuadro se adjuntan los resultados del ensayo de velocidad de transmisión de ultrasonidos. Satisfactoriamente, se puede comprobar como la adición de NFU confirma un descenso en la transmisibilidad de este fenómeno. Las diferencias son significativas entre aquellas mezclas que llevan una menor cantidad de NFU, respecto a aquellas donde la cantidad es mayor.

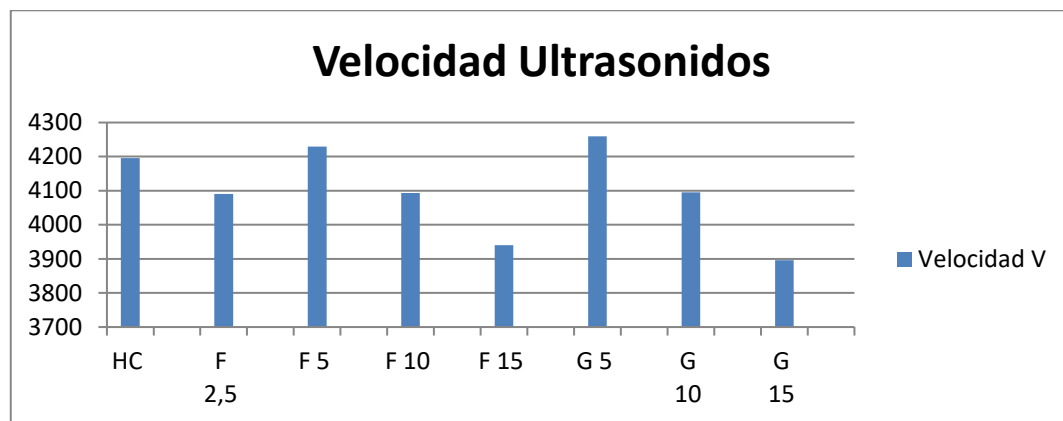


Figura 0.11 Resultado ensayo de velocidad de ultrasonidos. Fuente: Elaboración propia.

3.1.25. Análisis de los ensayos

En primer lugar, se analizan los ensayos que están relacionados con la capacidad estructural o resistente del hormigón. El grado de satisfacción en este aspecto es muy elevado pues, tras analizar la literatura científica existente relacionada con la materia, se ha comprobado como las magnitudes de los resultados son sumamente elevadas considerando que las dosificaciones contaban con la presencia de gránulos de NFU. De este modo, en comparación con otros resultados alcanzados en diferentes publicaciones se consiguió un claro paso adelante en este sentido.

Por ejemplo, en el caso de Ghaly y Cahill (184) o Valedares (185) realizaron estudios donde se sustituyeron porcentajes de árido del 5, 10 y 15 %. Estas investigaciones resultan de interés porque coinciden los porcentajes con los que se ha sustituido para este caso de ensayos. Como resultados se alcanzaron reducciones en la resistencia a compresión del orden del 50 %, magnitud muy elevada y que invalidaría este hormigón para cualquier aplicación estructural. En

esta misma dirección se enfocaron los estudios de Freitas et al (186), quienes alcanzaron unos resultados muy similares denotando una reducción de un 48,3 % de la resistencia a compresión.

En este caso los resultados de resistencia a compresión han conseguido unos valores muy adecuados incluso para los casos de mayor introducción de NFU. Esto se ha conseguido gracias a la introducción de una pequeña porción de fibras de polipropileno, la cual ha resultado clave para alcanzar estos valores tan elevados de resistencia a compresión. Estos resultados han sido pioneros en el sector, y pueden dar pie a nuevas líneas de investigación en relación con el hormigón con NFU que permitan nuevas aplicaciones del material. En este caso, para el caso más desfavorable (sustitución del 15 % de árido grueso), se alcanzó una resistencia a compresión de prácticamente 29 Mpa, valor muy elevado y que permite adoptar competencias estructurales mediante el uso de este material.

Prosiguiendo con el análisis de las características estructurales del material, la resistencia a tracción también experimenta una ligera reducción cuando se emplea NFU, pero no obstante no resulta tan marcada como en el caso de la resistencia a compresión. Analizando la literatura científica concerniente, algunos autores como Aiello y Leuzzy (187) probaron que, tras la sustitución de ingentes cantidades de árido del orden 50 y 75 %, se detectaban reducciones de la resistencia a tracción comprendidas en el rango de 5,8 a 7,3 %. Otros autores como Gianjian et al (188), en cambio, detectaron reducciones de esta resistencia de magnitud mucho mayor, pues sustituyendo un porcentaje de árido del 15 % se obtuvieron reducciones comprendidas entre el 30 y el 60 %.

En esta campaña de ensayos de laboratorio los resultados obtenidos para esta prueba fueron sumamente satisfactorios, pues para algunas dosificaciones se consiguió incluso incrementar el valor de la resistencia a tracción del hormigón convencional. Este fue el caso de aquellas mezclas que sustituían un 5 % del árido por NFU, las cuáles aumentaron en casi medio MPa este valor respecto del caso del hormigón convencional.

Continuando con la evaluación de las pruebas que medían una característica relacionada con la resistencia, en el ensayo de esclerómetro o resistencia a impacto

se obtuvieron buenos resultados encontrados en el intervalo de 25 y 35 MPa. De manera general, los valores de resistencia disminuyeron conforme se incrementó el contenido de NFU, no obstante, para el caso de una sustitución del 5 % de árido grueso consiguió incrementarse esta resistencia en 1 MPa.

Una vez evaluados los ensayos correspondientes a propiedades mecánicas o capacidad de carga, se analizará otro de los ensayos más importantes en el marco de este proyecto, el módulo secante de elasticidad. La inclusión de NFU en el hormigón origina un material más elástico a costa de una reducción en la resistencia a compresión. En este caso, y como se ha visto anteriormente, la resistencia a compresión se ha mantenido en valores altos gracias a la adición de fibras de polipropileno. Sin embargo, esta considerable ventaja puede llevar asociadas consecuencias secundarias como es la limitación en la reducción del módulo de elasticidad. Esto puede haber sucedido en este caso, ya que se esperaba obtener módulos de elasticidad de magnitud mucho menor a la finalmente alcanzada. No obstante, aun así se ha conseguido reducir el módulo de elasticidad en un 20 %, de forma que el resultado del ensayo se ha considerado finalmente positivo.

A continuación, se pasa a estudiar el resultado de dos ensayos que se encuentran relacionados entre sí, el ensayo de permeabilidad y el ensayo de volumen de huecos. La permeabilidad del hormigón se mide en base a la profundidad de penetración de agua bajo presión. Esta magnitud se mide en milímetros y depende directamente de la cantidad de huecos internos que existan en el hormigón. Como se había supuesto de antemano el valor de la penetración de agua aumenta conforme se incrementa la cantidad de NFU. De igual manera sucede con el volumen de huecos existente en el hormigón endurecido.

Uno de los resultados más sorprendentes se ha producido en el ensayo de densidad. Lo habitual para este ensayo es detectar una disminución de la densidad conforme aumenta el porcentaje de NFU. Esto es debido a la peor ligazón entre el caucho y la pasta de cemento, que entre el árido y la propia pasta cementante. No obstante, se han conseguido densidades mayores para algunos casos, como son las dosificaciones que sustituían 2,5 5 y 10 % de árido fino, y 5 % de árido grueso. Esto se ha debido, sin duda, a la acción de las fibras de polipropileno.

Por lo que respecta al ensayo de capilaridad, todas las dosificaciones han proporcionado resultados de índole similar, a excepción de la dosificación que sustituye el 15 % del árido fino por NFU. En este caso el resultado fue 7 veces superior al observado para el caso de hormigón convencional. Este valor resultó verdaderamente sorprendente, ya que no se encuentra dentro del orden magnitud del resto de dosificaciones, las cuales aportaron valores dentro de lo esperado.

Otro ensayo que también consiguió resultados muy positivos fue el relativo a la velocidad de transmisión de ultrasonidos. En este caso se consiguió que el NFU ejerciese un papel aislante, disminuyendo la velocidad de los ultrasonidos de forma significativa. Si bien las dosificaciones que sustituían árido en un 5 % han dado valores superiores al caso del hormigón convencional, aquellas que han sustituido un porcentaje del 15 % han conseguido minimizar la transmisión significativamente.

Por último, y en referencia al ensayo de asentamiento medido en cono de Abrams, los resultados han demostrado que se ha conseguido un hormigón líquido en la mayoría de casos, a excepción de los hormigones correspondientes a las dosificaciones que sustituyen un 10 y 15 % de árido fino, donde la consistencia ha sido fluida. Igualmente, la consistencia registrada permite una buena trabajabilidad y un manejo sencillo.

Como conclusión de todos los ensayos realizados, finalmente, se selecciona como mezcla para su utilización en nuestro proyecto la mezcla G15, con dosificación:

DOSIFICACIÓN G 15 %.	
MATERIALES	Cantidad (Kg/m3)
CEM II 42,5 N	275
Arena (1 - 4 mm)	837
Gravilla (4 - 10 mm)	230
Grava (10 - 16 mm)	642
NFU grueso	47
Agua	133
Fibras polipropileno	0,6

Tabla 3.9 Dosificación G15. Fuente: Elaboración propia.

INCLUSIÓN DE LOS MODELOS CREADOS. OBTENCIÓN DE LA RESPUESTA VIBRATORIA Y DEL ENTORNO

El presente subapartado pretende definir, por un lado, cómo se ha adaptado el modelo numérico a cada una de las soluciones propuestas. Por otra parte, comparará la respuesta de cada una de estas soluciones con un caso convencional, de vía en balasto en el que no se ha adoptado ninguna medida de mitigación.

3.1.26. Adaptabilidad del modelo

Para conseguir que el modelo sea capaz de procesar el conjunto de variables que caracterizan a cada una de las soluciones se ha realizado una geometría adaptativa del mismo, de modo que se pudiera automatizar el proceso de cambio de una solución a otra – o a ninguna – con el fin de reducir el coste computacional total y facilitar una salida de resultados uniforme para todos los casos planteados. Es decir, no se han planteado varios modelos específicos para cada solución, sino que es en uno mismo donde, a través de una serie de bucles anidados, se va produciendo el cambio de escenario.

Por lo que respecta a los factores y variables que gobiernan el problema y que se han tenido en cuenta en la elaboración del modelo se discutirá en los apartados siguientes.

El modelo se ha planteado de forma que, variando estratégicamente su densidad de mallado –número de elementos finitos- sea posible simular la aparición de una u otra solución, así como las distancias, espesores, profundidades, etc. a las que se sitúan.

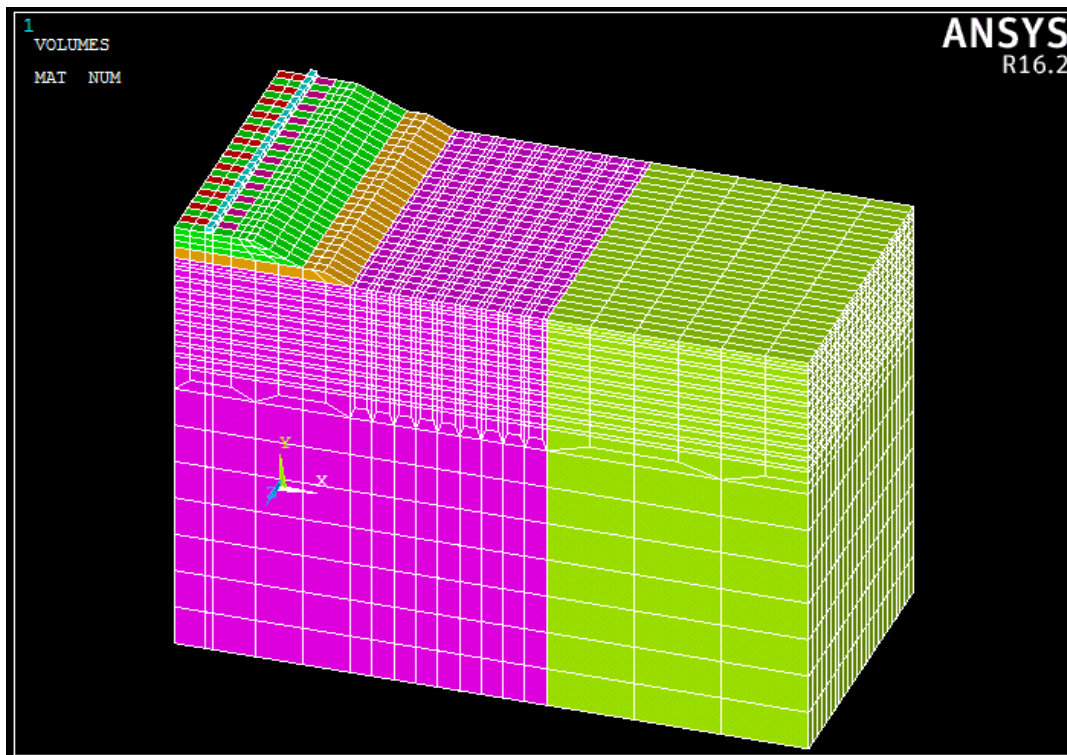
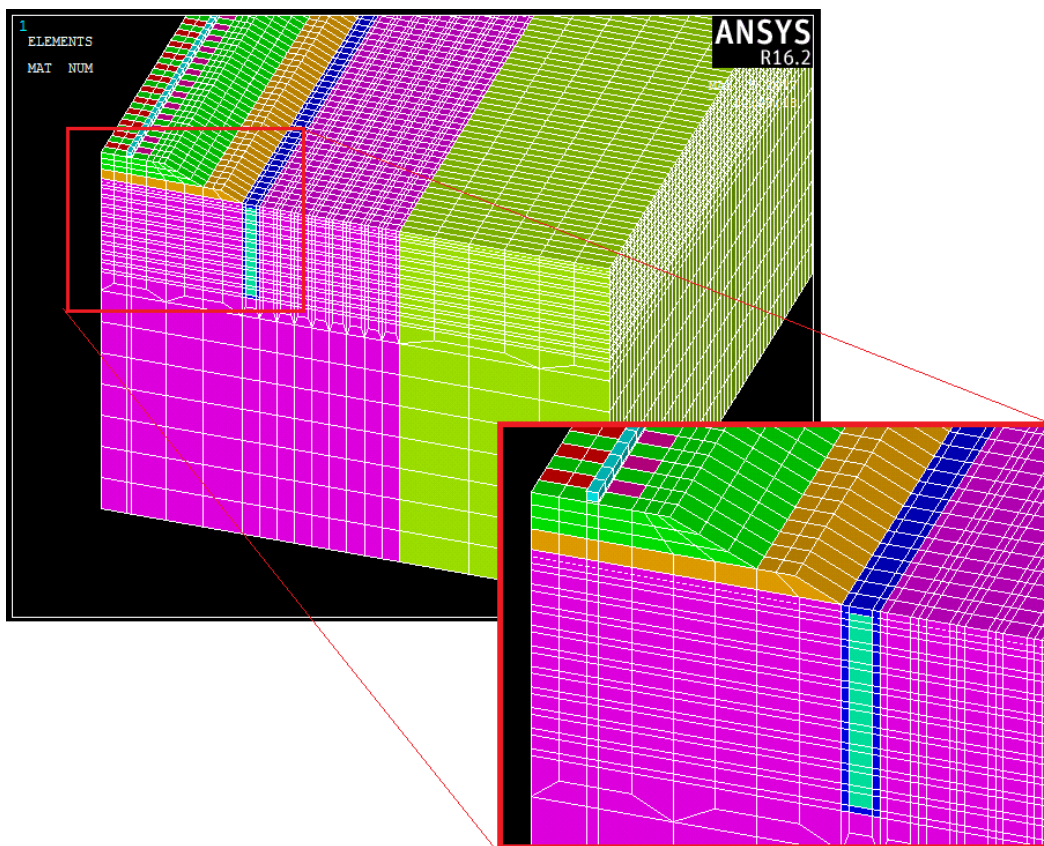


Figura 0.1 Vista 3D del modelo –reducido- sin medidas de mitigación. Fuente: elaboración propia.

¿Cómo se procede a aplicar una u otra solución?

Mediante una de las opciones que dispone el *software* de cálculo ANSYS - comando MPCHG -, el programa varía las características mecánicas de uno de los materiales ubicado en una determinada región – definida por el usuario – por las de otro material definido previamente. De este modo, es posible que el programa seleccione un conjunto de elementos finitos ubicados entre unas coordenadas determinadas y simule la ‘aparición’ de la solución -p.ej. sustituyendo parte del terreno por el bloque de hormigón mejorado.

Se muestran a continuación ejemplos del resultado de este proceso de ‘sustitución’ de materiales que permite ANSYS y cómo se ha empleado para introducir cada una de las tres soluciones propuestas.



*Figura 0.2 Vista en 3D y detalle de la solución mediante bloques en zanja huecos.
Fuente: Elaboración propia.*

También es posible, como se verá en el siguiente apartado, mediante este proceso y gracias a la citada preparación previa del mallado, ajustar la posición de los módulos -siempre dentro de unos márgenes -.

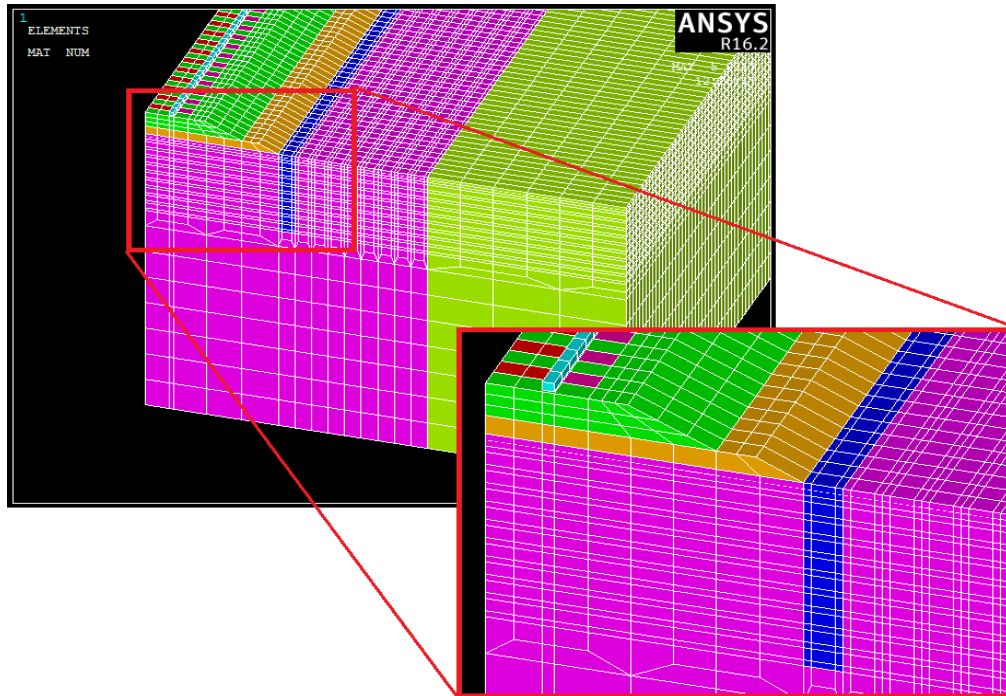


Figura 0.3 vista en 3D y detalle de la solución mediante bloques en zanja macizos en ANSYS. Fuente: Elaboración propia.

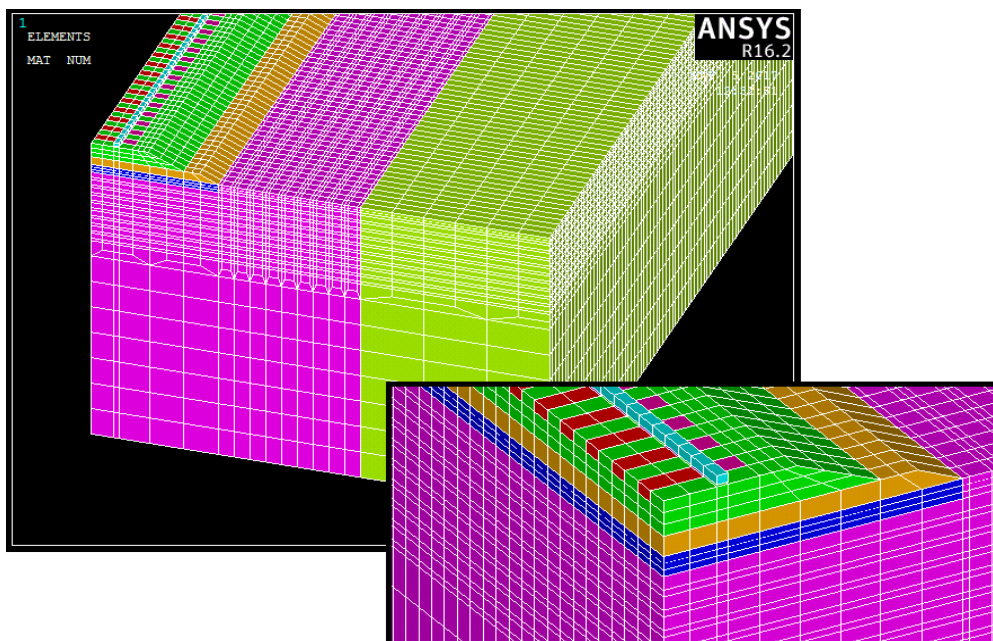


Figura 0.4. Vista en 3D de la solución mediante losa bajo balasto en ANSYS. Fuente: Elaboración propia

3.1.27. Escenarios planteados

Atendiendo a las variables, de las que se hablará en subapartados posteriores, se han definido un **total de 57 escenarios** de cálculo distintos. Estos se dividen en tres grandes grupos atendiendo a la velocidad de circulación del tren prevista. Se han tomado tres velocidades representativas de circulación:

- **V1** = 50 km/h
- **V2** = 90 km/h
- **V3** = 150 km/h.

Para cada una de ellas se han planteado los mismos escenarios basados en el tipo de solución:

- Solución **C0** = Ninguna medida
- Solución **C1** = Bloques laterales macizos en zanja
- Solución **C2** = Bloques laterales huecos en zanja
- Solución **C3** = Losa maciza bajo balasto.

Para C1, C2 y C3 se han adoptado diferentes configuraciones geométricas. Para los casos C1 y C2 –bloques- se ha variado la profundidad de la zanja y la distancia de estos a la vía – concretamente al pie de la capa de subbalasto -. De este modo:

Profundidades

- Profundidad **P1** = 0.9 metros
- Profundidad **P2** = 3 metros

Distancias

- Distancia **D1** = 0 metros
- Distancia **D2** = 1.5 m.
- Distancia **D3** = 3 m.

Del mismo modo, para la solución en losa se han valorado dos espesores distintos y tres profundidades:

Espesores

- $e1 = 0.3$ m.
- $e2 = 0.6$ m.

Profundidades

- $p1 = 0$ m. (sustituyendo a la capa de subbalasto)
- $p2 = 0.3$ m. (como capa de forma)
- $p3 = 1.5$ m. (dentro de la plataforma)

El diagrama de los escenarios se muestra a continuación:

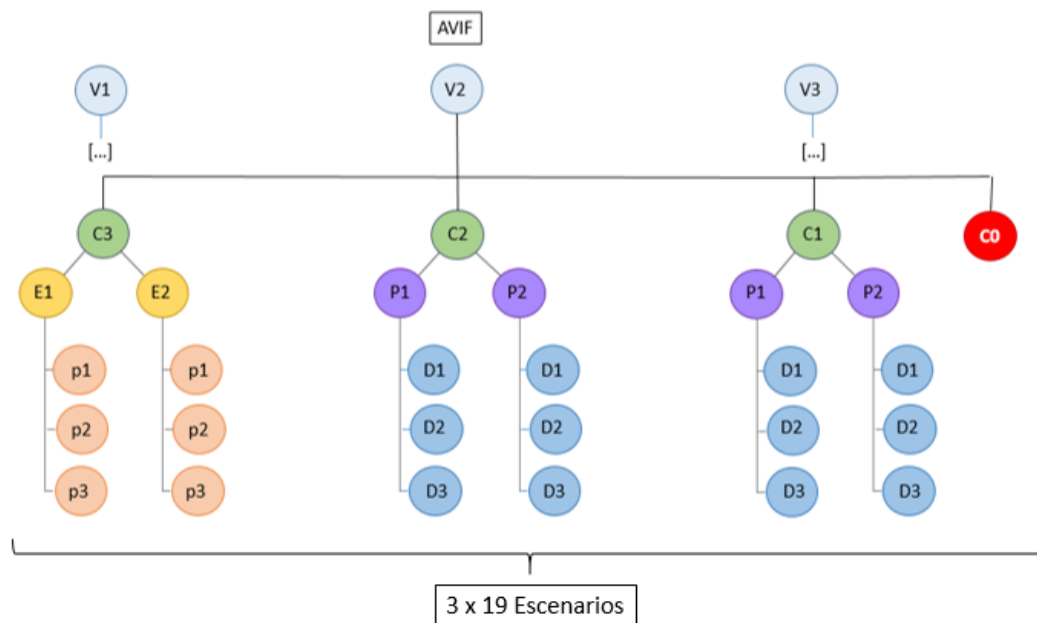


Figura 0.5 Diagrama de escenarios planteados en el modelo. Fuente: elaboración propia.

3.1.28. Toma de resultados

La validez de las soluciones y su adaptación al problema de atenuación de vibraciones se evaluará, en los posteriores subapartados, desde dos puntos de vista: se valorará el efecto principal que supone la implantación de la solución en vía, y por otra parte se corroborará que las deformaciones y tensiones que sufren las

capas del paquete de vía, con el fin de que no se incurra en estabilidades u otras situaciones críticas para la normal circulación de los vehículos.

Es por ello que la salida de datos se ha programado para obtener dos tipos de solución en diferentes puntos - como se verá más adelante -:

- Respuesta dinámica: **velocidades y aceleraciones**
- Respuesta estática: **tensiones y deformaciones.**

El funcionamiento del modelo, a grandes rasgos, consiste en simular el paso de un vehículo a distintas velocidades – constantes - por un tramo recto de vía y registrar los datos anteriores a través de un análisis dinámico en varios puntos situados estratégicamente en las principales zonas de interés para las soluciones adoptadas. En el entorno se han ubicado dos estratos verticales de terreno con distintas propiedades.

Los registros se han tomado a 1/5 de la longitud total del modelo contando desde la sección por la que se produciría la ‘entrada’ del vehículo en el modelo. Se ha tomado esta distancia por los buenos resultados obtenidos en experiencias propias en otros estudios dinámicos similares anteriores. Permite estar lo suficientemente alejado de los contornos como para no detectar su influencia y poder monitorizar la respuesta hasta su estabilización según el vehículo se aleja de la sección de control.

Se le ha denominado sección de control al plano L/5 donde se han registrado los datos de respuesta dinámica y estática. Se trata de una sección transversal al eje de vía en la que se han establecido los siguientes puntos de control:

- **Para velocidades y aceleraciones:** 8 puntos de control distribuidos del siguiente modo:
 - Carril (Pa1)
 - Extremo exterior de traviesa (Pa2)
 - Talud de la capa de balasto (Pa3)
 - Hombrera de la capa de subbalasto (Pa4)
 - 2 x terreno 1 – terreno de la plataforma – a distintas distancias (Pa5 y Pa6)

- 2 x terreno 2 – terreno más alejado – a distintas distancias (Pa7 y Pa8)

Todos los puntos se han tomado en superficie, de este modo ha sido posible contrastar con las medidas tomadas en campo con acelerómetros.

- Para tensiones y deformaciones: asumiendo que los materiales de las diferentes capas se comportan de manera homogénea e isotrópica, se ha obtenido el resultado de los asentamientos y tensiones medios en **5 puntos de control**:
 - Balasto bajo traviesa (Pt1)
 - Balasto entre traviesa y subbalasto – punto medio – (Pt2)
 - Talud de la capa de balasto – coincidiendo con su homólogo de respuesta dinámica – (Pt3)
 - Hombrera de subbalasto – también como en respuesta dinámica – (Pt4)
 - Interior de la plataforma (Pt5)

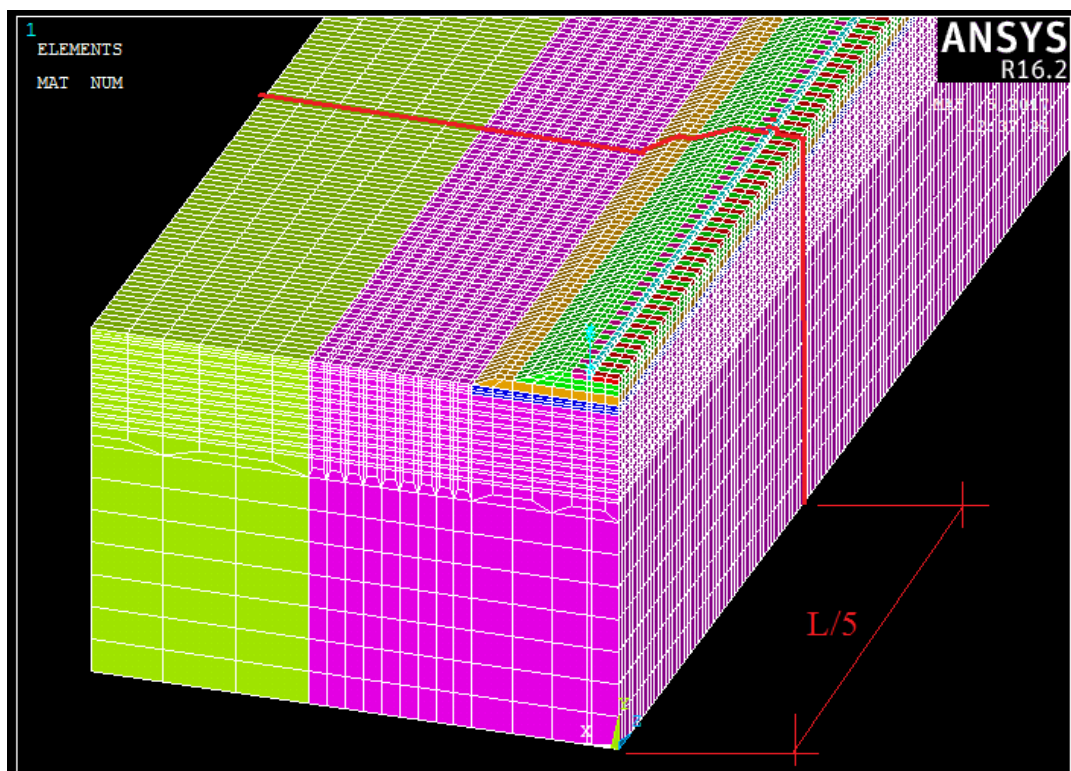


Figura 0.6 Sección de control. ANSYS. Fuente: Elaboración propia.

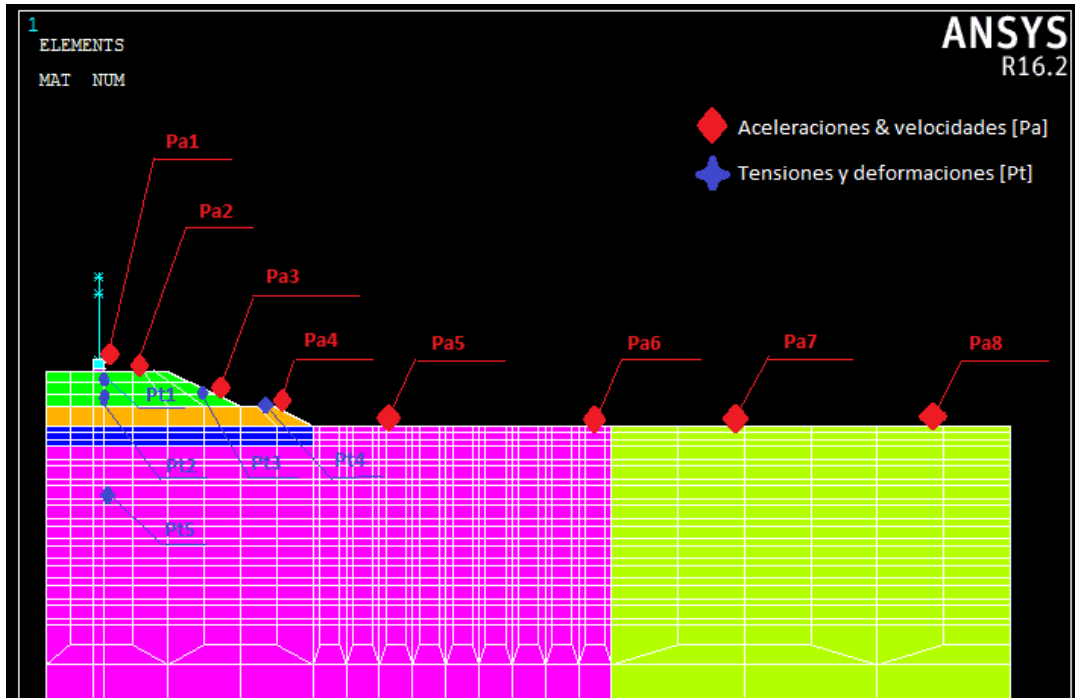


Figura 0.7 Ubicación de los puntos de control. ANSYS. Fuente: Elaboración propia.

3.1.29. Respuestas vibratorias

Por lo que respecta a la obtención de la respuesta vibratoria, se mostrará a continuación tanto el acelerograma como el registro de velocidades obtenido en los puntos más significativos para comprender el funcionamiento de cada solución. Puesto que carece de sentido mostrar la totalidad del registro de datos obtenidos en esta fase del proyecto – por no extender excesivamente el apartado y facilitar la comprensión –, se plasman en las siguientes gráficas los resultados obtenidos, para la velocidad de 150 km/h, de un escenario para cada tipo de solución.

Los registros son los obtenidos para la simulación del paso de la locomotora ALCO S321 de seis ejes descrita únicamente en tres puntos – los de mayor interés desde el punto de vista de la respuesta vibratoria –:

- **Punto Pa1 [carril]:** representando a la **fuentes de vibración**.
- **Punto Pa5** – o Pa4 para el caso de zanja con distancia 0 a la banqueta –: representando al **terreno anterior a la medida** de disipación.

- **Punto Pa6:** representando al terreno **tras la medida de disipación**. En la solución en losa únicamente permitirá comparar el efecto atenuado respecto a la lejanía del foco.

3.1.29.1. Aceleraciones

Se muestran a continuación los acelerogramas verticales obtenidos para el caso sin medidas [C0], bloque relleno a una distancia de 1.5 metros de la banqueta y profundidad 3 metros [C1], el homólogo al anterior en bloque hueco [C2] y para losa de 0.3 metros de espesor como capa de forma – profundidad 0.3 metros – [C3].

SIN MEDIDA [C0]

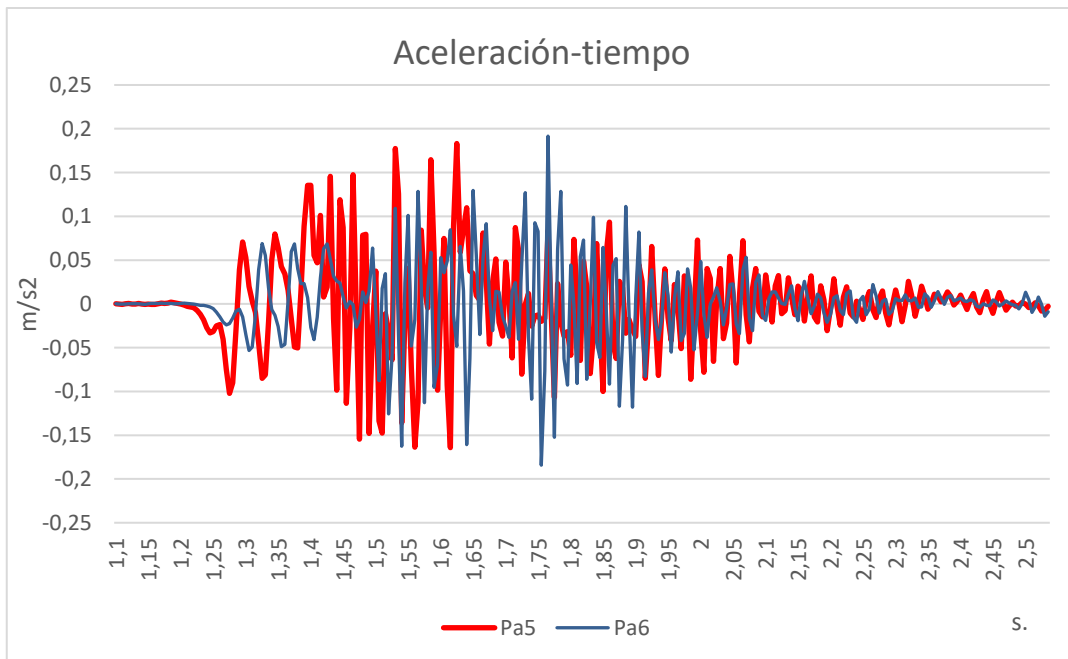
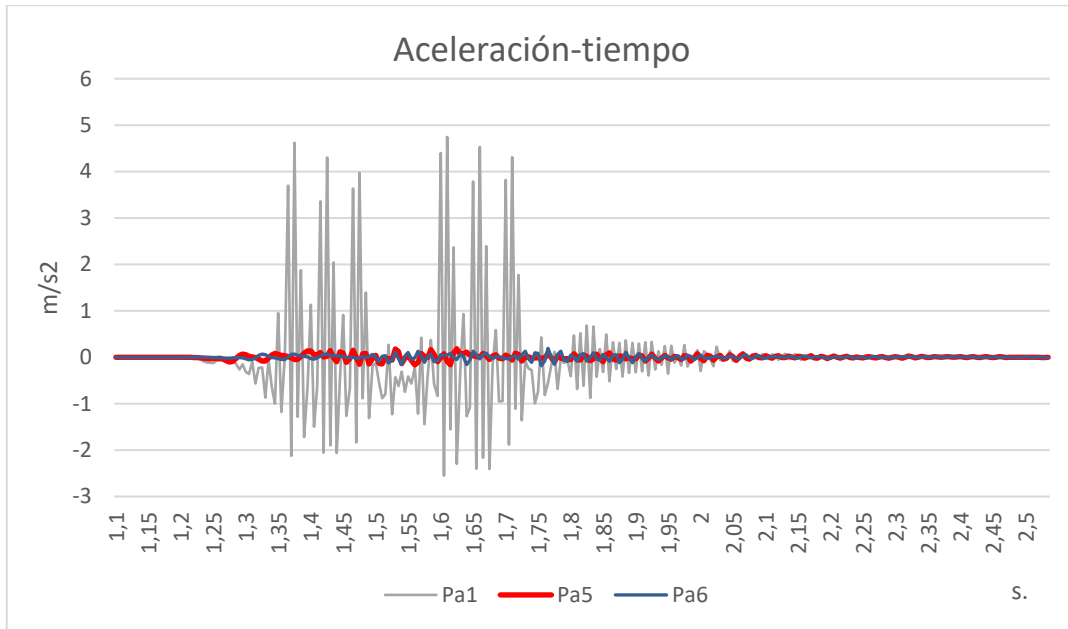


Figura 0.8 Acelerograma para el caso C0. Puntos Pa1, Pa5 y Pa6 (arriba) y detalle para los puntos del terreno (abajo). Fuente: Elaboración propia.

BLOQUE RELLENO [C1]

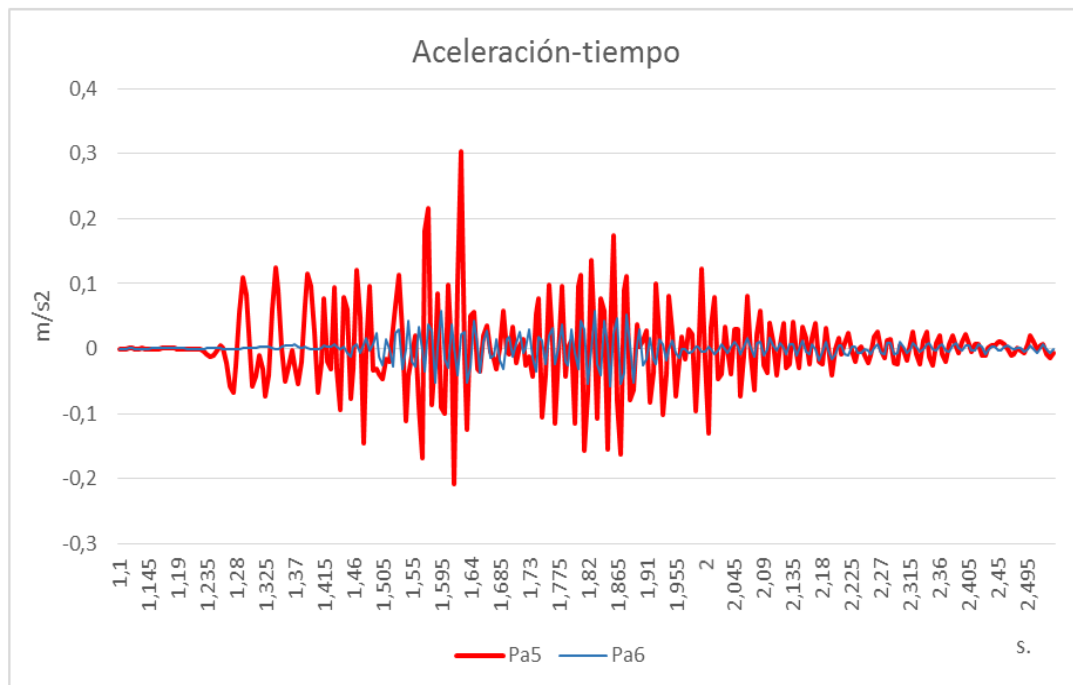
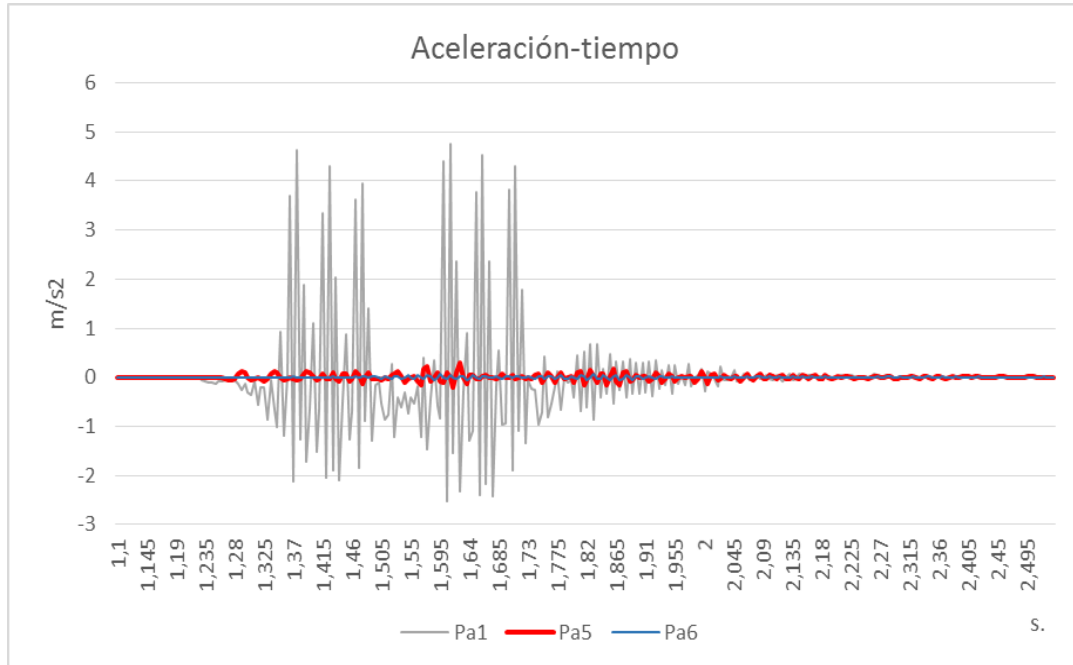


Figura 0.9 Acelerograma para el caso C1. Puntos Pa1, Pa5 y Pa6 (arriba) y detalle para los puntos del terreno (abajo). Fuente: Elaboración propia.

BLOQUE HUECO [C2]

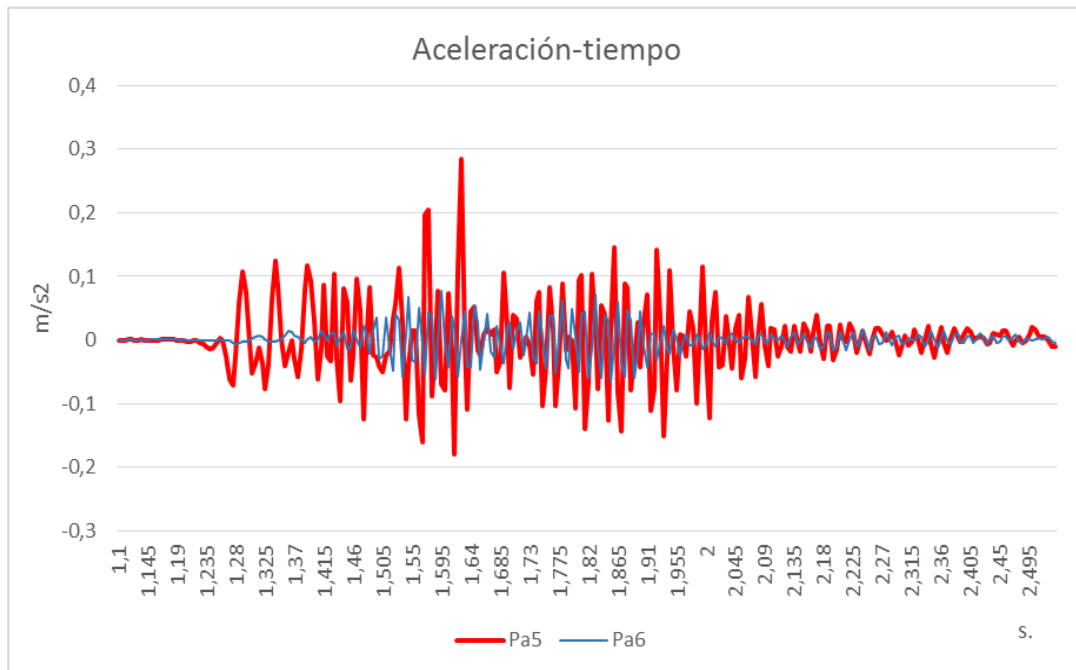
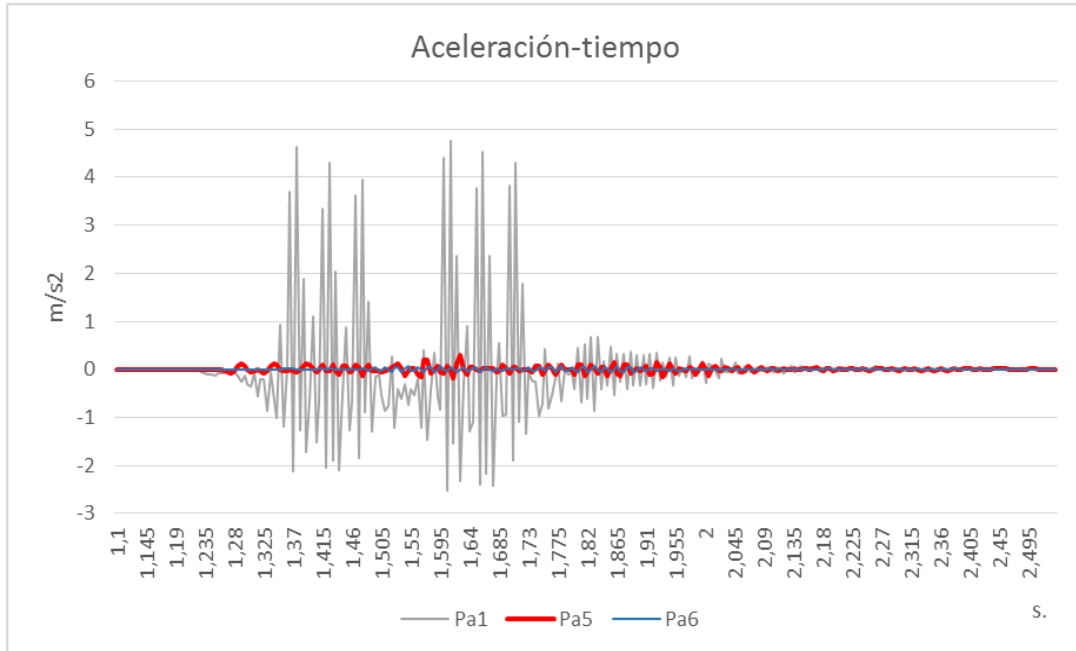


Figura 0.10 Acelerograma para el caso C2. Puntos Pa1, Pa5 y Pa6 (arriba) y detalle para los puntos del terreno (abajo). Fuente: Elaboración propia.

LOSA EN CAPA DE FORMA [C3]

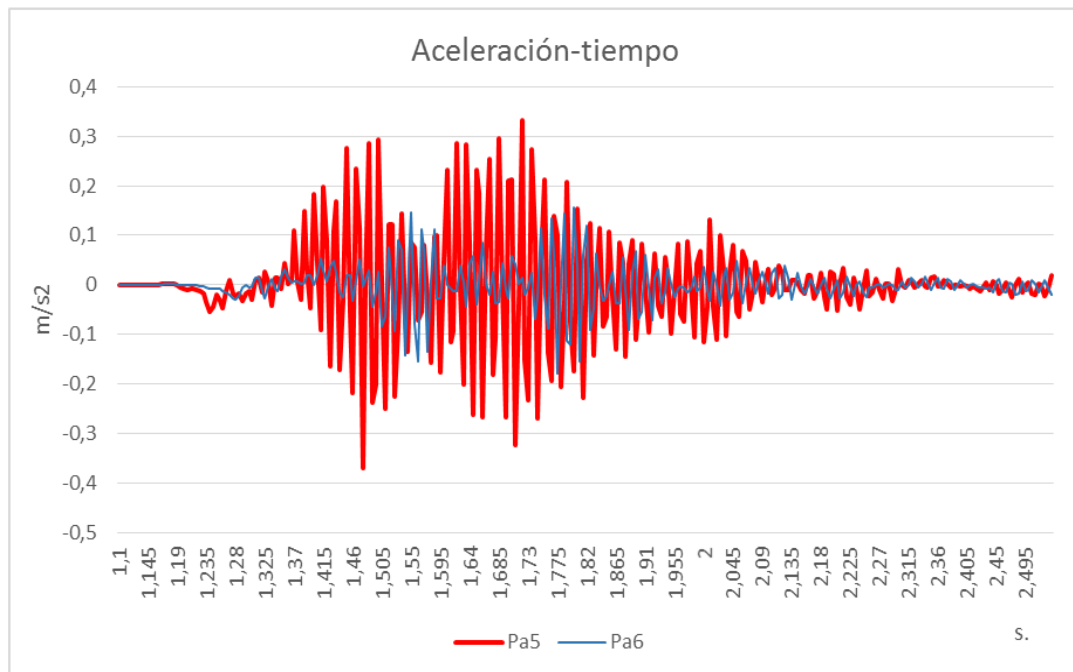
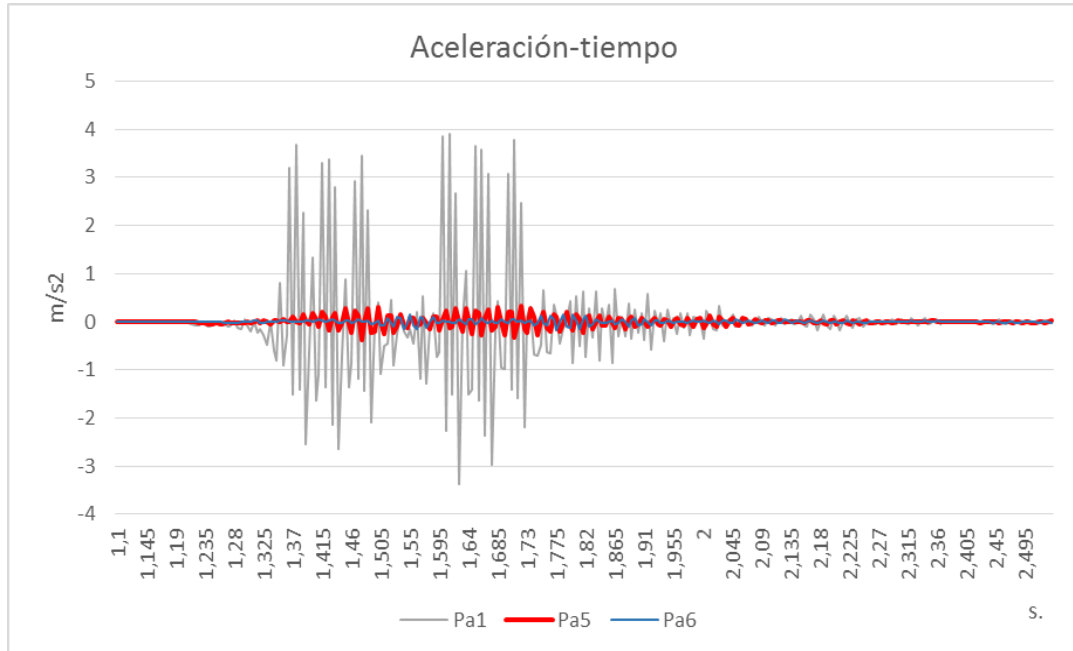


Figura 0.11 Acelerograma para el caso C3. Puntos Pa1, Pa5 y Pa6 (arriba) y detalle para los puntos del terreno (abajo). Fuente: Elaboración propia.

Para cada uno de los 57 casos procesados se han tomado registros similares. Para evitar extender en demasía el apartado se muestra a continuación una síntesis de los valores máximos – en valor absoluto – de cada uno de los casos:

Pa1 [Carril]:				Pa5 [Terreno antes*]:				Pa6 [Terreno antes*]:						
	V50	V90	V150		V50	V90	V150		V50	V90	V150			
CASO C0	4,61	7,87	4,74	CASO C0	4,61	7,87	4,74	CASO C0	1,18	4,51	2,72			
CASO C1				CASO C1				CASO C1						
Prof. 0.9	Dist. 0	4,61	7,87	4,74	Prof. 0.9	Dist. 0	0,13	0,04	0,14	Esp. 0.9	Dist. 0	0,09	0,02	0,07
	Dist. 1.5	4,60	7,87	4,76		Dist. 1.5	0,34	0,09	0,31		Dist. 1.5	0,06	0,03	0,07
	Dist. 3	4,61	7,87	4,74		Dist. 3	0,28	0,09	0,22		Dist. 3	0,08	0,04	0,05
Prof. 3	Dist. 0	4,60	7,85	4,73	Prof. 3	Dist. 0	0,05	0,03	0,03	Esp. 3	Dist. 0	0,08	0,02	0,04
	Dist. 1.5	4,58	7,88	4,76		Dist. 1.5	0,33	0,09	0,30		Dist. 1.5	0,07	0,02	0,06
	Dist. 3	4,60	7,87	4,74		Dist. 3	0,33	0,10	0,24		Dist. 3	0,03	0,01	0,04
CASO C2				CASO C2				CASO C2						
Prof. 0.9	Dist. 0	4,61	7,87	4,74	Prof. 0.9	Dist. 0	0,13	0,05	0,14	Esp. 0.9	Dist. 0	0,09	0,02	0,07
	Dist. 1.5	4,60	7,87	4,76		Dist. 1.5	0,33	0,09	0,30		Dist. 1.5	0,05	0,03	0,07
	Dist. 3	4,61	7,87	4,74		Dist. 3	0,28	0,09	0,21		Dist. 3	0,09	0,04	0,05
Prof. 3	Dist. 0	4,58	7,85	4,74	Prof. 3	Dist. 0	0,06	0,03	0,06	Esp. 3	Dist. 0	0,07	0,02	0,04
	Dist. 1.5	4,59	7,88	4,76		Dist. 1.5	0,30	0,08	0,29		Dist. 1.5	0,09	0,02	0,08
	Dist. 3	4,60	7,87	4,74		Dist. 3	0,32	0,10	0,22		Dist. 3	0,06	0,02	0,06
CASO C3				CASO C3				CASO C3						
Esp. 0.3	Prof. 0	4,17	6,79	4,25	Esp. 0.3	Prof. 0	0,16	0,08	0,34	Esp. 0.3	Prof. 0	0,12	0,03	0,12
	Prof. 0.3	4,52	6,13	3,89		Prof. 0.3	0,32	0,13	0,37		Prof. 0.3	0,29	0,06	0,18
	Prof. 1.5	4,64	7,64	4,56		Prof. 1.5	0,30	0,11	0,26		Prof. 1.5	0,19	0,06	0,30
Esp. 0.6	Prof. 0	3,91	6,58	4,02	Esp. 0.6	Prof. 0	0,29	0,20	0,38	Esp. 0.6	Prof. 0	0,18	0,08	0,20
	Prof. 0.3	4,89	5,50	4,08		Prof. 0.3	0,35	0,15	0,36		Prof. 0.3	0,29	0,09	0,16
	Prof. 1.5	4,57	7,52	4,59		Prof. 1.5	0,31	0,14	0,27		Prof. 1.5	0,19	0,07	0,28

Tabla 3.10 Aceleraciones verticales en m/s² en los tres puntos de control. Fuente: Elaboración propia.

De igual modo, se han obtenido los resultados en términos de velocidades verticales. Se muestran en el siguiente apartado.

3.1.29.2. Velocidades

SIN MEDIDA [C0]

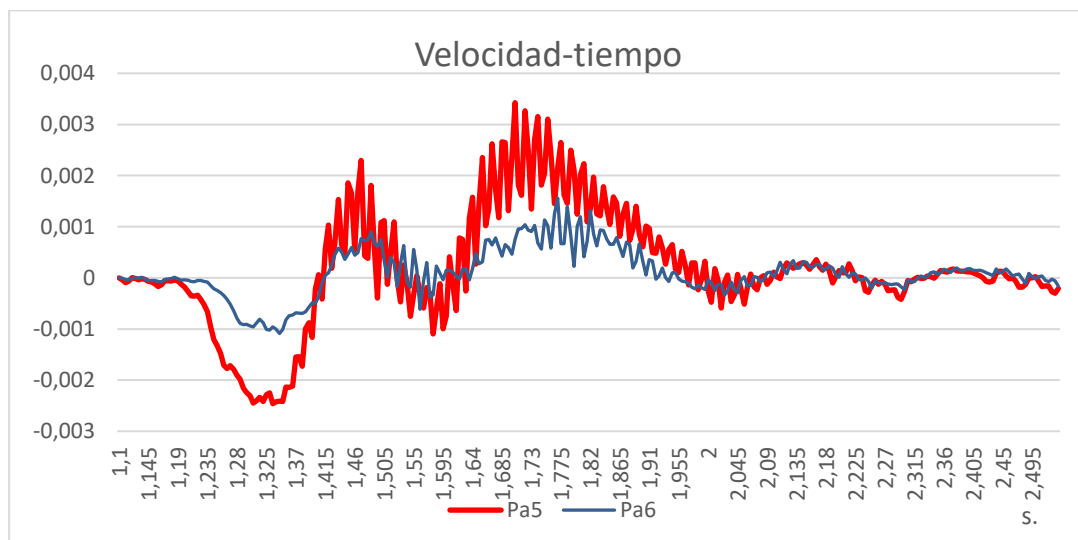
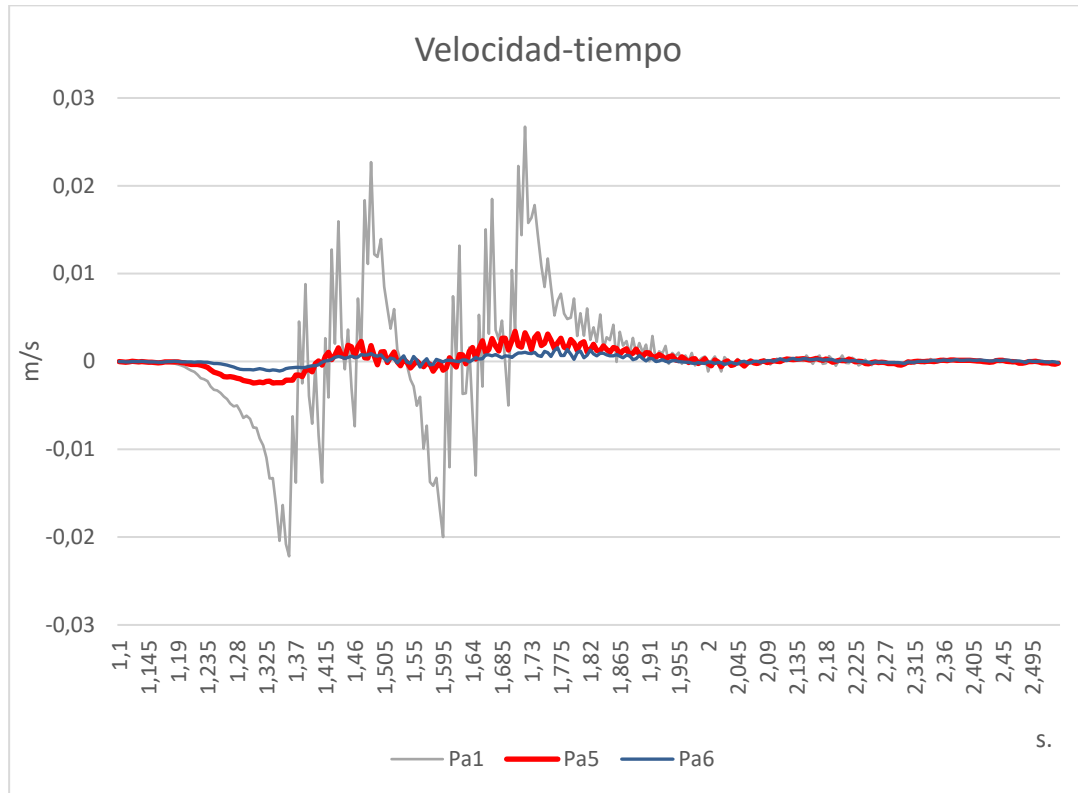


Figura 0.12 Resultados de velocidades para el caso C0. Puntos Pa1, Pa5 y Pa6 (arriba) y detalle para los puntos del terreno (abajo). Fuente: Elaboración propia.

BLOQUE RELLENO [C1]

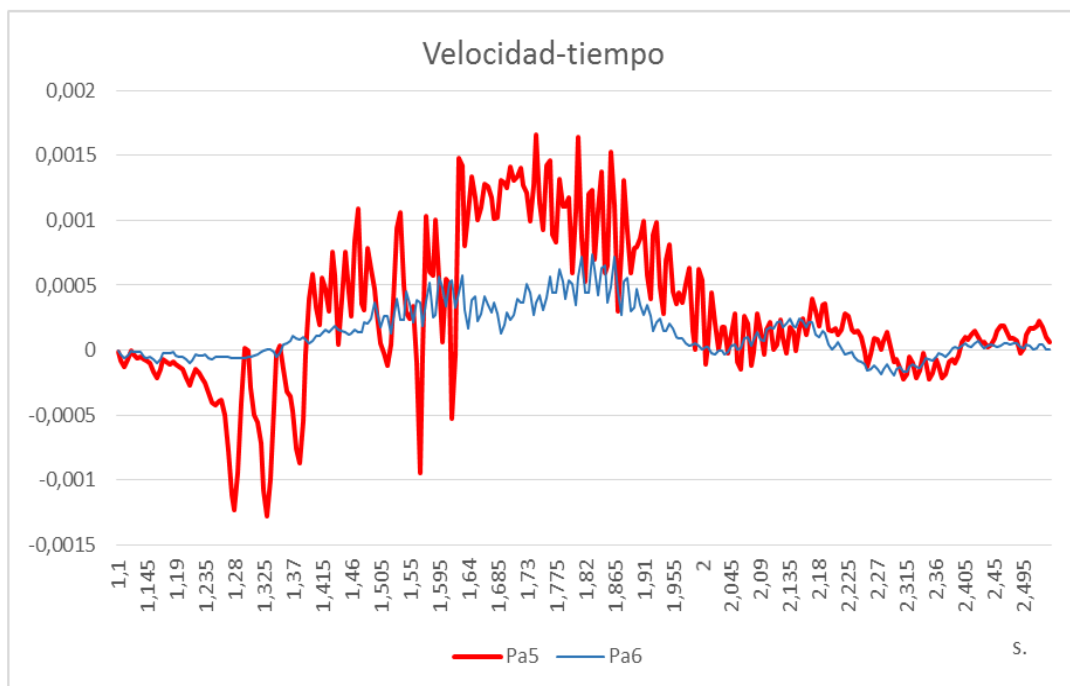
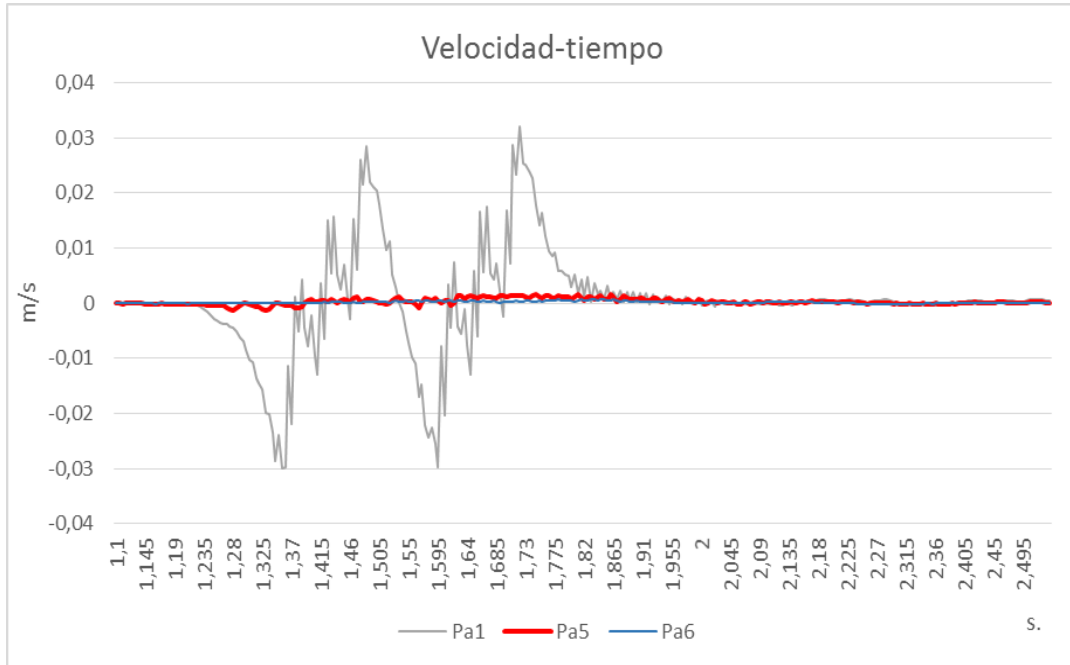


Figura 0.13 Registro de velocidades para el caso C1. Puntos Pa1, Pa5 y Pa6 (arriba) y detalle para los puntos del terreno (abajo). Fuente: Elaboración propia.

BLOQUE HUECO [C2]

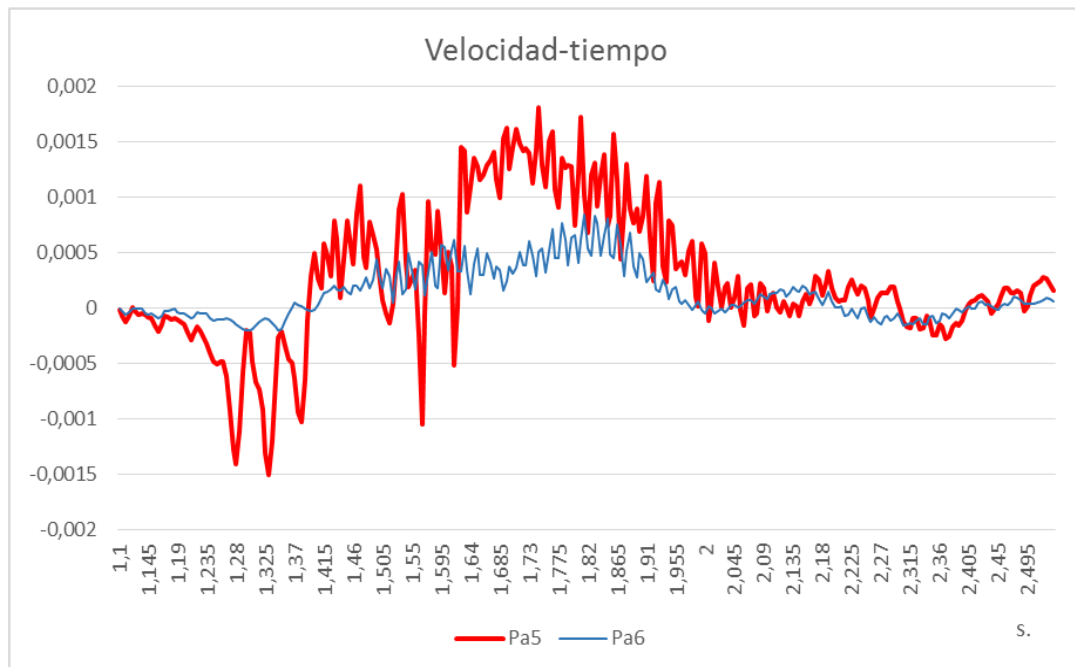
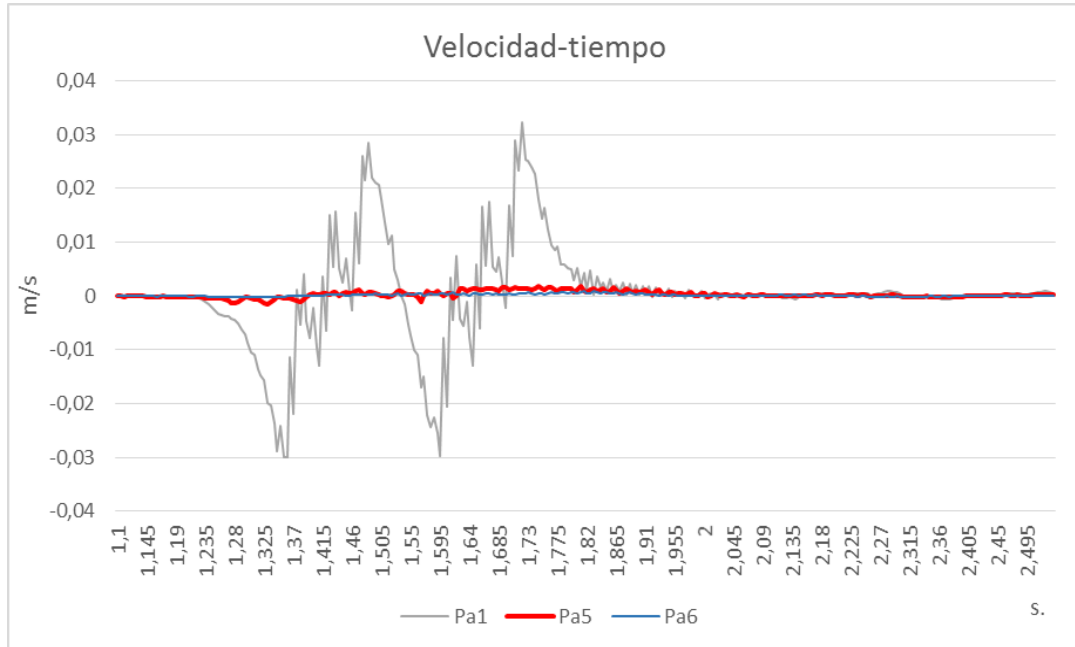


Figura 0.14 Registro de velocidades para el caso C2. Puntos Pa1, Pa5 y Pa6 (arriba) y detalle para los puntos del terreno (abajo). Fuente: Elaboración propia.

LOSA EN CAPA DE FORMA [C3]

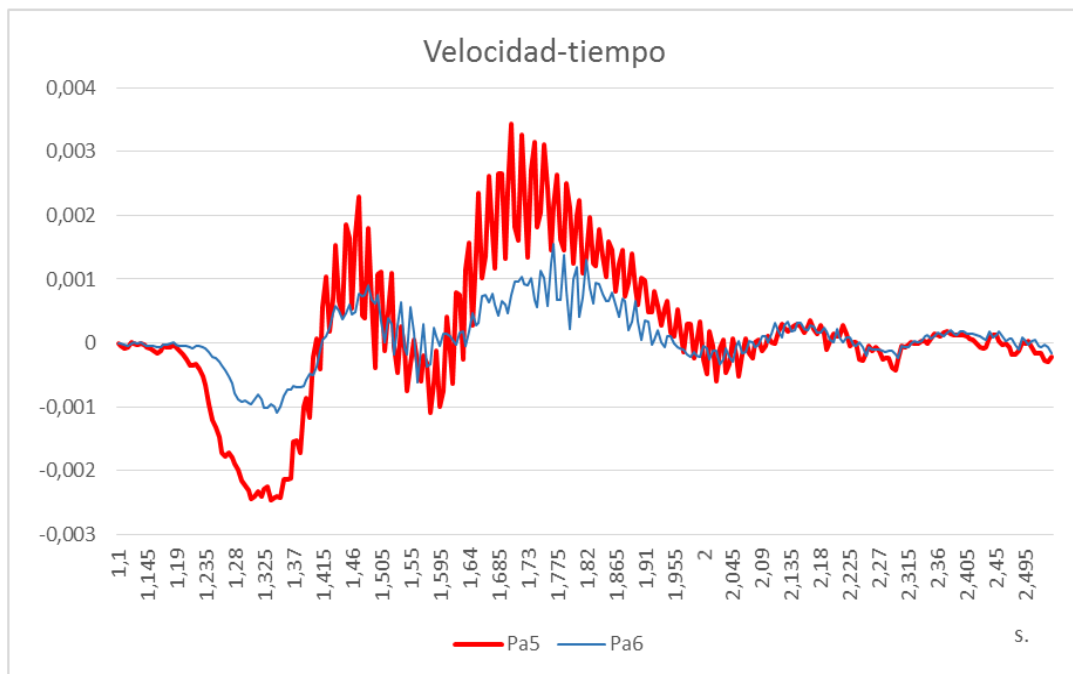
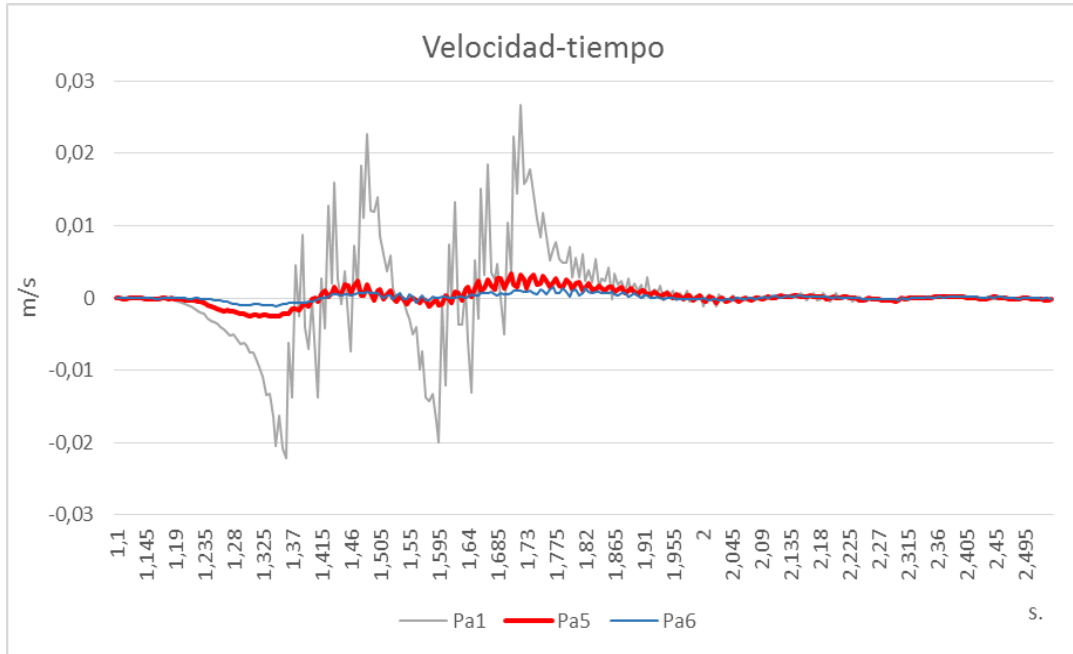


Figura 0.15 Registro de velocidades para el caso C2. Puntos Pa1, Pa5 y Pa6 (arriba) y detalle para los puntos del terreno (abajo). Fuente: Elaboración propia.

Los resultados obtenidos para las velocidades verticales máximas en valor absoluto, para cada uno de los 57 casos en los tres puntos de control se muestran a continuación.

Pa1 [Carril]:				Pa5 [Terreno antes*]:				Pa6 [Terreno antes*]:					
	V50	V90	V150		V50	V90	V150		V50	V90	V150		
CASO C0	0,02	0,04	0,03	CASO C0	0,02	0,04	0,03	CASO C0	0,01	0,02	0,03		
CASO C1				CASO C1				CASO C1					
Prof. 0.9	Dist. 0	1,92E-02	3,69E-02	3,25E-02	Dist. 0	1,40E-03	1,30E-03	2,25E-03	Esp. 0.9	Dist. 0	8,00E-04	7,00E-04	1,01E-03
	Dist. 1.5	1,92E-02	3,71E-02	3,26E-02	Dist. 1.5	2,00E-03	1,40E-03	2,50E-03		Dist. 1.5	6,00E-04	8,00E-04	1,00E-03
	Dist. 3	1,92E-02	3,69E-02	3,26E-02	Dist. 3	1,90E-03	1,60E-03	2,90E-03		Dist. 3	4,00E-04	7,00E-04	9,00E-04
Prof. 3	Dist. 0	1,88E-02	3,65E-02	3,17E-02	Dist. 0	7,00E-04	1,10E-03	1,20E-03	Esp. 3	Dist. 0	5,00E-04	6,00E-04	7,00E-04
	Dist. 1.5	1,90E-02	3,70E-02	3,21E-02	Dist. 1.5	1,90E-03	1,30E-03	1,66E-03		Dist. 1.5	6,00E-04	6,00E-04	7,36E-04
	Dist. 3	1,92E-02	3,68E-02	3,23E-02	Dist. 3	1,90E-03	1,50E-03	2,50E-03		Dist. 3	4,00E-04	6,00E-04	7,00E-04
CASO C2				CASO C2				CASO C2					
Prof. 0.9	Dist. 0	1,92E-02	3,69E-02	3,26E-02	Dist. 0	1,40E-03	1,40E-03	2,30E-03	Esp. 0.9	Dist. 0	8,00E-04	7,00E-04	1,10E-03
	Dist. 1.5	1,92E-02	3,71E-02	3,27E-02	Dist. 1.5	2,00E-03	1,40E-03	2,60E-03		Dist. 1.5	7,00E-04	8,00E-04	1,00E-03
	Dist. 3	1,94E-02	3,70E-02	3,27E-02	Dist. 3	1,90E-03	1,60E-03	2,90E-03		Dist. 3	7,00E-04	7,00E-04	9,00E-04
Prof. 3	Dist. 0	1,89E-02	3,66E-02	3,19E-02	Dist. 0	1,00E-03	1,20E-03	1,30E-03	Esp. 3	Dist. 0	5,00E-04	6,00E-04	8,00E-04
	Dist. 1.5	1,91E-02	3,70E-02	3,22E-02	Dist. 1.5	1,90E-03	1,30E-03	1,80E-03		Dist. 1.5	7,00E-04	6,00E-04	8,00E-04
	Dist. 3	1,92E-02	3,69E-02	3,24E-02	Dist. 3	1,90E-03	1,60E-03	2,50E-03		Dist. 3	5,00E-04	6,00E-04	8,00E-04
CASO C3				CASO C3				CASO C3					
Esp. 0.3	Prof. 0	1,61E-02	2,99E-02	2,52E-02	Prof. 0	1,60E-03	1,70E-03	3,20E-03	Esp. 0.3	Prof. 0	9,00E-04	7,00E-04	1,40E-03
	Prof. 0.3	1,68E-02	2,84E-02	2,67E-02	Prof. 0.3	2,40E-03	1,70E-03	3,40E-03		Prof. 0.3	1,50E-03	7,00E-04	1,60E-03
	Prof. 1.5	1,86E-02	3,44E-02	3,07E-02	Prof. 1.5	2,10E-03	1,60E-03	3,00E-03		Prof. 1.5	1,10E-03	8,00E-04	1,80E-03
Esp. 0.6	Prof. 0	1,38E-02	2,61E-02	1,90E-02	Prof. 0	2,00E-03	1,90E-03	2,80E-03	Esp. 0.6	Prof. 0	1,00E-03	9,00E-04	1,30E-03
	Prof. 0.3	1,70E-02	2,44E-02	2,41E-02	Prof. 0.3	2,00E-03	1,70E-03	3,30E-03		Prof. 0.3	1,40E-03	8,00E-04	1,40E-03
	Prof. 1.5	1,75E-02	3,33E-02	2,83E-02	Prof. 1.5	2,10E-03	1,80E-03	2,80E-03		Prof. 1.5	1,10E-03	8,00E-04	1,50E-03

Tabla 3.11 Velocidades verticales en m/s en los tres puntos de control. Fuente: Elaboración propia.

3.1.29.3. Distribución de amplitudes máximas

En el ANEXO I se muestra, tanto para aceleraciones como para velocidades, una serie de perfiles transversales donde se relaciona el valor máximo obtenido con la distancia al plano de simetría de la vía.

En ellos, se ha superpuesto, para un mismo caso – C0, C1, C2 y C3 -, los resultados de las distintas combinaciones de distancia/profundidad/espesor que se han dado en sus respectivos escenarios. De este modo, es posible comenzar a caracterizar y comparar la respuesta obtenida variando los parámetros que se pueden dar en cada medida.

Se ha superpuesto, además, en cada caso, la solución nula C0 – con líneas punteadas – para poder comparar directamente el efecto atenuador de cada medida.

ESTUDIO DE LOS NIVELES DE ATENUACIÓN

En el presente subapartado se pretende analizar e interpretar los resultados obtenidos de la respuesta vibratoria de la vía. Se trata, por tanto, de una de las fases fundamentales de la tesis ya que es aquí donde se determinará qué sistema de bloques anti-onda proporciona una respuesta más eficaz. Para ello, se ha seguido una metodología basada en el estudio de atenuación de ondas sonoras en ingeniería acústica. El grado de atenuación se medirá a través del coeficiente de inserción que se explicará a continuación.

Una vez caracterizada la respuesta aislante de cada sistema y, junto con los resultados de los apartados anteriores, se dispondrá de elementos de juicio suficientes para contrastar íntegramente las soluciones y determinar, en última instancia, cuál o cuáles de ellas son las adecuadas para continuar con el desarrollo de la tesis.

3.1.30. Definición del coeficiente de inserción

Una explicación clara y concisa de qué es el coeficiente de inserción y cómo puede ser de utilidad en nuestro estudio se encuentra en (191):

“Los materiales que específicamente se emplean como ventanas acústicas se caracterizan evaluando la proporción de sonido transmitido a su través o reflejado en ellos [..].

Estas dos características se denominan ‘pérdidas por inserción’ y ‘pérdidas por reflexión’ [...].

Las pérdidas por inserción –PI– representan la reducción que sufre una señal, en dB, cuando entre el emisor y el receptor se inserta un material [..]. Las PI se deben a una combinación del sonido reflejado por el material y el sonido absorbido por el mismo.”

Las expresiones que determinan los coeficientes, tanto de pérdidas por inserción como por reflexión son (192):

$$PI = 20 \cdot \log \frac{\text{Presión sonora incidente}}{\text{Presión sonora transmitida}}$$

$$PR = 20 \cdot \log \frac{\textit{Presión sonora incidente}}{\textit{Presión sonora reflejada}}$$

En nuestro caso, dado que la onda no es sonora, sino mecánica, se debe sustituir el concepto de presión sonora por aceleración y/o velocidad, de este modo, se obtienen los coeficientes de inserción para cada uno de los escenarios procesados.

Dado que no sólo se está comprobando la eficacia de los bloques, sino que su distribución y dimensiones se están incluyendo como variables en el diseño, deberá evaluarse el conjunto. Es decir, se evaluará qué escenarios son los que mejores resultados obtienen, lo que equivale a tomar como 'material' aislante al conjunto de bloque anti-onda – con dimensiones y forma variable – y terreno que participa también como aislante. Además, el estudio se enfoca principalmente a la propagación horizontal de vibraciones puesto que es, desde un punto de vista de proyección de futuras aplicaciones, donde se espera que haya elementos susceptibles de sufrir los perjuicios de las ondas mecánicas.

Con todo lo anterior, se ha optado por evaluar la variación en la respuesta dinámica en dos puntos de control, los correspondientes a Pa4 – hombrera de subbalasto – y Pa6 – punto más alejado del denominado 'Terreno 1'. De este modo, el problema se reduce a:

- Un punto que representa a la fuente emisora - Pa4, por ser el último punto de control que se encuentra en la superestructura –
- Un punto que representa al receptor – Pa 6, por encontrarse fuera de la zona de variación de distancias de las soluciones en zanja y todavía dentro del Terreno 1, de modo que la interfaz con el Terreno 2 no afecte a los resultados.
- Como material aislante, al conjunto terreno-bloque que se encuentra entre ambos puntos. Para el caso de solución en losa el bloque se encuentra antes del primer punto de control, pero por debajo del mismo. Esto no supone un inconveniente porque se reflejará, en dos puntos a distintas distancias, si el efecto atenuador previsto aporta una respuesta positiva frente al caso

de solución nula. Cabe recordar que el mecanismo atenuador principal de la losa era a través de la frecuencia de corte por lo que este efecto también se debería apreciar entre ambos puntos de control.

Un último aspecto a tener en cuenta es el planteamiento del mismo caso para la solución nula C0. De este modo será posible conocer cuánto atenúa el terreno sin medida alguna, por sí mismo y contrastarlo con el resto de casos donde sí intervienen los bloques. Se muestra a continuación un esquema a modo de sección transversal donde se representa la aplicación al modelo de metodología explicada anteriormente:

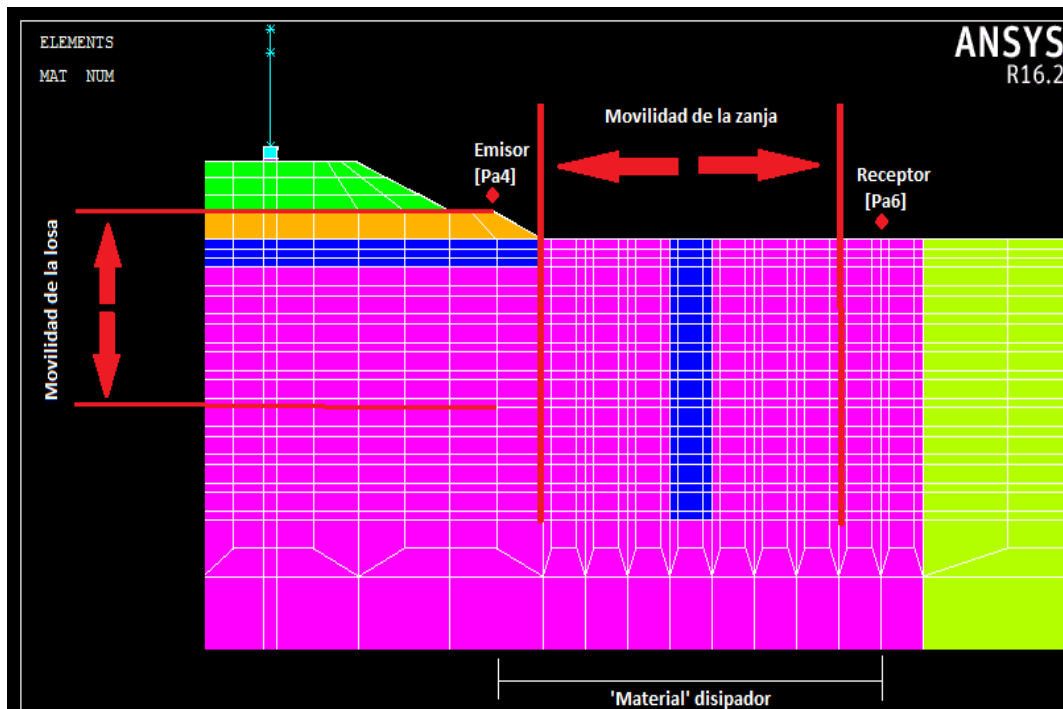


Figura 0.1. Esquema del proceso de análisis de atenuación para cada medida.
Fuente: Elaboración propia.

3.1.31. Resultados

Se muestran a continuación los resultados obtenidos tanto para aceleraciones y velocidades máximas obtenidas en cada escenario del modelo:

Caso	Velocidad Tren [m/s]	Profundidad [m]	2º Parámetro [m] (Distancia o Espesor)	PI _{acc} [-]	PI _{vel} [-]
C0	50	-	-	3,20	9,82
	90	-	-	20,33	12,10
	150	-	-	7,98	11,86
C1	50	0,9	0	8,06	10,47
			1,5	12,89	11,16
			3	6,95	10,78
		3	0	8,77	10,81
			1,5	7,790	13,43
			3	13,53	16,07
	90	0,9	0	25,91	11,29
			1,5	24,20	12,19
			3	23,43	12,16
		3	0	25,86	11,18
			1,5	26,60	12,91
			3	31,04	13,39
	150	0,9	0	15,79	12,25
			1,5	15,53	13,79
			3	17,65	14,57
		3	0	19,63	13,31
			1,5	16,56	17,12
			3	18,50	18,18
C2	50	0,9	0	7,90	10,46
			1,5	13,11	11,12
			3	5,87	10,58
		3	0	9,82	11,03
			1,5	5,256	11,51
			3	8,69	13,44
	90	0,9	0	25,85	11,39
			1,5	23,78	12,21
			3	22,69	12,18
		3	0	25,12	11,16
			1,5	26,84	12,50
			3	28,16	12,82
	150	0,9	0	15,07	12,21
			1,5	15,31	13,60
			3	17,15	14,26
		3	0	18,83	13,38
			1,5	14,07	16,55
			3	14,74	17,43

C3	50	0	0,3	1,31	10,67
			0,6	-0,76	10,34
		0,3	0,3	-5,08	7,35
			0,6	-3,24	7,66
		1,5	0,3	4,553	9,52
			0,6	4,86	9,18
	90	0	0,3	21,75	13,11
			0,6	6,42	11,19
		0,3	0,3	14,38	12,48
			0,6	14,60	11,32
		1,5	0,3	18,68	12,04
			0,6	17,04	10,75
	150	0	0,3	11,29	13,67
			0,6	5,81	12,31
		0,3	0,3	5,30	13,07
			0,6	6,88	12,05
		1,5	0,3	4,96	11,11
			0,6	5,70	9,95

Tabla 3.12 Coeficientes de inserción (dB) para aceleraciones y velocidades en todos los escenarios. Fuente: Elaboración propia.

Se muestran sombreados los tres resultados más favorables obtenidos para cada tipo de solución. A continuación, se muestra el coeficiente de inserción incremental, obtenido como diferencia entre la aplicación de la medida y el caso C0. De este modo se obtiene la variación debida a la aplicación de la medida. Un coeficiente incremental positivo indicará que la medida es favorable respecto a su no aplicación:

Caso	Velocidad Tren [m/s]	Profundidad [m]	2º Parámetro [m] (Distancia o Espesor)	PI _{acc} [-]	PI _{vel} [-]
C0	50	-	-	3,20	9,82
	90	-	-	20,33	12,10
	150	-	-	7,98	11,86
C1	50	0,9	0	4,86	0,65
			1,5	9,69	1,35
			3	3,75	0,96
		3	0	5,57	0,99
			1,5	4,589	3,61
			3	10,33	6,25
	90	0,9	0	5,58	-0,81
			1,5	3,86	0,09
			3	3,10	0,06
		3	0	5,53	-0,92
			1,5	6,27	0,81
			3	10,70	1,29
	150	0,9	0	7,80	0,38
			1,5	7,54	1,93
			3	9,67	2,71
		3	0	11,65	1,44
			1,5	8,57	5,25
			3	10,52	6,32

C2	50	0,9	0	4,70	0,64
			1,5	9,90	1,30
			3	2,67	0,76
		3	0	6,62	1,21
			1,5	2,055	1,70
			3	5,49	3,62
	90	0,9	0	5,52	-0,70
			1,5	3,44	0,11
			3	2,36	0,08
		3	0	4,79	-0,94
			1,5	6,51	0,40
			3	7,83	0,72
	150	0,9	0	7,09	0,34
			1,5	7,33	1,74
			3	9,17	2,39
3		0	10,85	1,52	
		1,5	6,09	4,69	
		3	6,76	5,57	
C3	50	0	0,3	-1,90	0,85
			0,6	-3,96	0,52
		0,3	0,3	-8,28	-2,47
			0,6	-6,44	-2,16
		1,5	0,3	1,352	-0,29
			0,6	1,66	-0,63
	90	0	0,3	1,41	1,01
			0,6	-13,91	-0,91
		0,3	0,3	-5,95	0,38
			0,6	-5,73	-0,78
		1,5	0,3	-1,65	-0,06
			0,6	-3,29	-1,35
	150	0	0,3	3,31	1,80
			0,6	-2,18	0,44
		0,3	0,3	-2,68	1,21
			0,6	-1,10	0,19
		1,5	0,3	-3,02	-0,76
			0,6	-2,28	-1,91

Tabla 3.13 Coeficiente de inserción incremental (dB). Fuente: Elaboración propia.

Puede observarse como al variar de coeficiente de inserción a valores incrementales los resultados varían y las soluciones en zanja se postulan claramente como las mejores desde el punto de vista de la atenuación.

Las soluciones en zanja se muestran más favorables cuanto mayor es la distancia al foco emisor. Este resultado era esperable puesto que al aproximar la barrera a los elementos que queremos proteger, aumenta el efecto pantalla. También la mejora es creciente con la profundidad y no se aprecia una dependencia estricta con la velocidad de paso.

Por lo que respecta a la solución en losa, los resultados son inferiores en todos los casos a las otras dos posibilidades llegando incluso, en muchos de ellos, a ser ligeramente desfavorables. La posición óptima para la losa resulta en la sustitución de la capa de subbalasto, aun así, los resultados no mejoran a la solución en zanja. También es cierto que se aprecia una mejora creciente para los casos en los que la posición es la indicada, con un espesor reducido y a medida que aumenta la velocidad. Este resultado casa con las últimas tendencias de capas de asiento rígidas – vía en placa – que se están dando en alta velocidad, sobre todo por la notable mejora estructural que ello supone.

Por último, y pese a no resultar unos indicadores exactos y precisos para la elección de una determinada solución, se han obtenido los valores máximos y promedios del coeficiente de inserción para C0, C1, C2 y C3. Estos sencillos estadísticos permiten dar un orden de magnitud orientativo sobre cómo está funcionando cada solución. Se consigue así generar una idea de ‘tendencia’ o de adecuación general desde el punto de vista de la concepción de cada solución:

	Máximo	Promedio
C0	20,33	11,26
C1	31,04	17,70
C2	28,16	16,57
C3	21,75	7,47

Tabla 3.14 Coeficientes de inserción máximos y promedio para cada posible alternativa.
Fuente: Elaboración propia.

La visión general que transmite la tabla anterior coincide con las lecturas realizadas sobre los resultados particulares de cada uno de los escenarios y es que:

- Las soluciones en zanja muestran una respuesta muy similar entre sí, resultando muy favorables frente a la solución C0.
- La solución en losa mejora ligeramente los resultados obtenidos para C0 en determinados casos – de ahí que el máximo de C3 sea superior que el de C0 – pero su tendencia general no aporta buenos resultados – en la mayoría de alternativas probadas se empeora la situación C0, de ahí un promedio más bajo -.

3.1.32. Afección en frecuencias

Los resultados anteriores han arrojado luz sobre la primera parte del problema de la elección de un sistema idóneo desde el punto de vista de la atenuación. Estos resultados se han obtenido para valores pico de aceleraciones y velocidades combinando todo el espectro de frecuencias que compone la vibración mecánica. Para comprobar totalmente la eficacia de las distintas tipologías se han obtenido los espectros de amplitud de aceleración y velocidad con la frecuencia mediante el tratamiento de las señales medidas en Pa4 y Pa6 con la DFT – ‘*Discrete Fourier Transform*’ -.

Se ha realizado el tratamiento de dichas señales para los escenarios con mejores resultados, combinando las tres velocidades, de cada caso en el coeficiente de inserción y son:

ACELERACIONES:

- C0 [referencia].
- C1: distancia 3 metros, profundidad 3 metros.
- C2: distancia 3 metros, profundidad 3 metros.
- C3: espesor 0.3 metros, profundidad 0 metros.

VELOCIDADES:

- C0 [referencia].
- C1: distancia 3 metros, profundidad 3 metros.
- C2: distancia 3 metros, profundidad 3 metros.
- C3: espesor 0.3 metros, profundidad 0 metros.

Para evitar extender en exceso el apartado, a modo de ejemplo, se mostrarán los resultados a 90 km/h, donde ya se observó una amplificación de la intensidad señal respecto a las otras dos velocidades y donde, además, la mayoría de escenarios seleccionados han mostrado una mayor diferenciación con el resto.

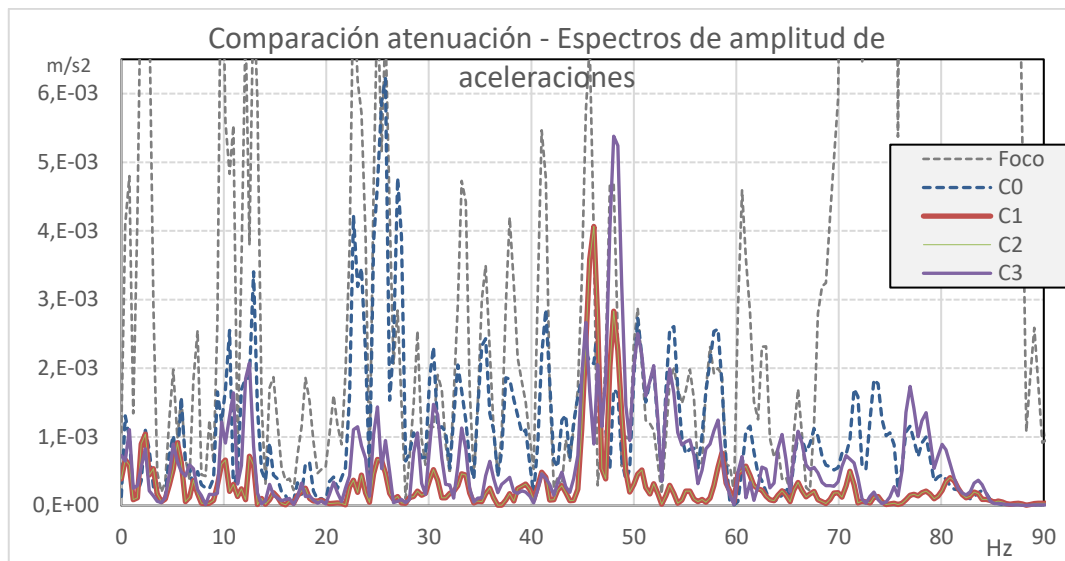


Figura 0.2. Comparación del espectro de aceleraciones entre distintas soluciones. Resultados del punto de control más alejado – Pa6 -. Fuente: Elaboración propia.

En el gráfico anterior se muestra la superposición de los espectros de amplitud de aceleraciones obtenidos en el punto emisor o foco – Pa4 – y en el punto – Pa6 – tras la aplicación de cada una de las medidas en su escenario más eficaz para 90 km/h. Como puede verse, se produce una fuerte atenuación en las frecuencias más altas de forma natural, debida únicamente al efecto del propio terreno – banda de 60 a 90 Hz -.

Las medidas en zanja muestran una respuesta muy similar, con una afección muy notable entre los 5 y los 45 Hz. Como se indicó es apartados anteriores, este rango de frecuencias es de elevado interés pues la práctica totalidad de estructuras y elementos de afección potencial suelen tener comprendidas sus frecuencias naturales en él. También se muestra como por encima de los 50 Hz la reducción de amplitudes es notable y sólo aparece un repunte entre los 45 y 50 Hz. Es decir, el efecto que se produce al aplicar los bloques anti-onda en zanja es doble. Se produce una concentración de la respuesta en el entorno de los 45-50 Hz – **uniformiza la respuesta** - y se reduce la potencia de la onda en el resto de frecuencias – **efecto atenuante** -. Esto se debe a que la frecuencia natural del conjunto se encuentra en este rango.

La solución en losa mantiene también el efecto de uniformización de la respuesta, pero no tiene un efecto atenuante tan notable como las anteriores – como se pudo observar en los resultados de los coeficientes de inserción.

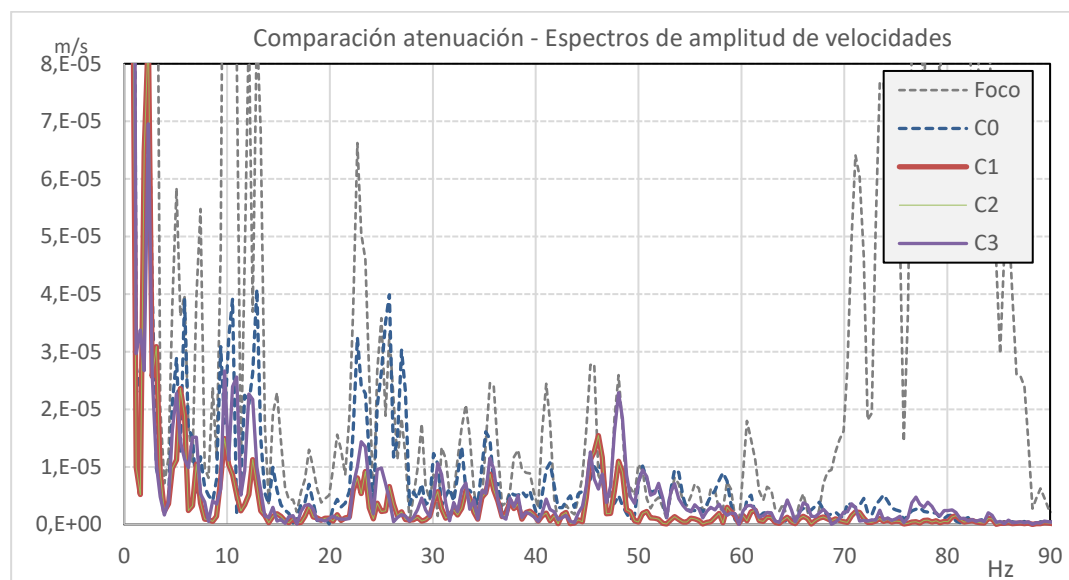


Figura 0.3 Comparación del espectro de velocidades entre distintas soluciones. Resultados del punto de control más alejado – Pa6 -. Fuente: Elaboración propia.

La respuesta en velocidades refleja también lo anterior, mostrando un notable efecto atenuador por parte de las soluciones en zanja, peor respuesta para la solución en losa y concentrando las mayores amplitudes en la banda de 45-50 Hz.

DEFINICIÓN DE LAS VARIABLES EN EL DISEÑO

Cabe recordar que en el apartado anterior se definió la variabilidad del modelo mediante tres velocidades y tres tipos de solución: bloques macizos en zanja, bloques huecos en zanja y losa maciza bajo balasto. Para las soluciones en bloque se establecieron dos posibles profundidades de zanja y tres distancias respecto a la banquetta de balasto, mientras que para la solución de losa se fijaron dos espesores y tres posibles profundidades distintas.

Se justificará a continuación por qué se han representado dichos escenarios, qué buscan reproducir, y por qué se han adoptado dichos valores representativos.

De este modo se ha buscado caracterizar la infinidad de casos posibles de instalación de la solución mediante un número finito y relativamente reducido de escenarios, tratando de maximizar la representatividad de la mayoría de situaciones esperables en las que se aplicará la nueva solución.

3.1.33. Variables y factores

Se considera que las variables son las realidades físicas, presentes en la naturaleza y capaces de condicionar la respuesta de un medio o alterar un proceso. Las variables son infinitas e incuantificables en magnitud y son la razón de por qué un fenómeno ocurre como ocurre y no de cualquier otro modo. Por su parte, se ha denominado factor a aquel agente racional, cuantificable y medible, representativo de una o varias variables, que para un determinado problema, condiciona numéricamente el resultado de dicho problema.

A modo de ejemplo, suponiendo que la velocidad de propagación de una onda mecánica a través de la interfaz entre dos estratos es proporcional a la variación de rigidez de los mismos se debería entender lo siguiente:

- Variables: rigidez del terreno 1 y rigidez del terreno 2
- Factores: cociente entre módulos de Young [E_1/E_2].

Para una misma velocidad de incidencia de la onda sobre la interfaz entre ambos, la respuesta de la onda **variará** si alguna de las dos anteriores cambia. La rigidez del terreno no puede cuantificarse con exactitud – se puede aproximar mediante hipótesis, valores medios, etc. – pero se tiene constancia de que existe y para poder operar con ella en la resolución de problemas se le asigna uno o varios valores – módulos de Young, de corte, coeficiente de Poisson, índices de estado, etc. -. A esos coeficientes o valores que representan el comportamiento del terreno ante una determinada situación es a lo que se ha denominado factores. Son, por tanto, los coeficientes numéricos representativos de una o varias propiedades/características de un elemento real que las transforman de tangibles a cuantificables.

3.1.34. Variables del problema

En el planteamiento de los diferentes modelos, únicamente se considera como variables diferenciadoras entre escenarios la ubicación de los bloques y algunas de sus dimensiones, así como la variación de amplitud de vibraciones inducidas por la fuente – vehículo ferroviario -.

Por tanto, las diferencias entre rigideces y demás propiedades mecánicas de los estratos, así como las dimensiones globales del modelo se han mantenido constantes para poder realizar adecuadamente **un correcto estudio comparativo**.

Es decir, es posible agrupar las variables en distintos grupos atendiendo a sobre qué aspectos del fenómeno influyen y si las soluciones propuestas influyen o no en ellas.

VARIABLES EN LA GENERACIÓN DE VIBRACIONES MECÁNICAS

- Variaciones en la intensidad – amplitud – y frecuencias de vibraciones inducidas al modelo. Dependen, a su vez de la celeridad, pesos y mecanismos de amortiguación del vehículo. En la realidad también dependen del estado y defectos del carril, pero para la realización de un estudio comparativo entre soluciones de atenuación de las mismas no se considera de relevancia ya que lo que se necesita es una fuente de inducción de vibraciones próxima a lo que sucedería en un caso real – no se requiere exactitud completa en su generación-.
- La distribución de traviesas influye en cortas y rápidas variaciones de rigidez del carril al paso del vehículo. La transmisión de las fuerzas del mismo al terreno no se realiza de manera continua, sino que se lleva a cabo a través de los contactos carril-traviesa-balasto, lo que está íntimamente relacionado con la frecuencia de inducción de vibraciones al terreno.
- La distribución de ruedas y ejes del vehículo. En movimiento, la separación entre ruedas – entendiéndola como el agente encargado de inducir las cargas -, de igual modo que la separación entre traviesas, está íntimamente relacionada con la frecuencia a la cual se induce la carga en el medio.

VARIABLES EN LA TRANSMISIÓN DE VIBRACIONES MECÁNICAS

No se va a profundizar en este apartado puesto que aparece ya desarrollado en apartados anteriores – en las cuales se describe tanto la transmisión como los mecanismos de mitigación-, simplemente se citarán los aspectos más relevantes:

- Rigideces, densidades y estado de disgregación del terreno – o medio de propagación -,
- Potencia y/o espesor y demás dimensiones de los estratos y capas de terreno y paquete de vía por los cuales se va a propagar la onda mecánica.
- Aparición de discontinuidades, nivel freático, depósitos de materia orgánica, etc.

VARIABLES EN LA MITIGACIÓN DE VIBRACIONES MECÁNICAS

Por una parte, se encuentran algunas de las variables propias de la transmisión – discontinuidades y heterogeneidades -, así como la separación con el foco emisor – inversamente proporcional a la intensidad de la onda – Por otra, aquéllas que es posible o más fácil modificar artificialmente y que están directamente relacionadas con la implantación de la solución de elementos anti-onda.

A estas últimas es a las que consideraremos ‘variables de diseño’ y las que son objeto de comparación. Son aquellas que determinan **cómo se va a disponer la solución** y que vienen íntimamente relacionadas con los mecanismos de disipación naturales, los cuales ya se explicaron anteriormente y son la reflexión, el amortiguamiento y la frecuencia de corte.

Para ver cómo influye en cada uno de estos mecanismos se ha decidido variar el punto de aplicación de las soluciones – siempre dentro de un rango razonable para lo que sería su instalación en vía – así como su tamaño.

3.1.35. Factores representativos

En este apartado se explicará cómo se ha decidido tratar toda la variabilidad anterior de forma concreta en el modelo mediante unos factores o parámetros controlados.

FACTORES EN LA GENERACIÓN DE VIBRACIONES MECÁNICAS

Por lo que respecta a las variables que intervienen en el proceso de generación de vibraciones, los factores que se han introducido en el modelo son:

- Módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson acorde al acero del carril y el hormigón de las traviesas. Estos parámetros se han mantenido constantes en los diferentes escenarios.
- Se ha variado la celeridad del vehículo estableciendo tres valores de circulación distintos. De este modo se varía la amplitud y las frecuencias de carga introducidas variando un único parámetro. Se han tomado tres velocidades de paso consideradas como representativas de los rangos habituales de circulación: **50 km/h, 90 km/h y 150 km/h.**
- La separación entre traviesas se ha regulado mediante la distancia entre las mismas. Se han creado módulos de 0'6 metros de longitud con traviesa alternos con 0'6 sin ella. La longitud total se consigue a base de reproducción consecutiva de estos módulos tantas veces como se desee. Se mantiene constante en todos los escenarios.
- La distancia entre ruedas se ha adecuado al vehículo con el que se llevó a cabo la campaña de recogida de datos. Se mantiene constante.

FACTORES EN LA PROPAGACIÓN DE VIBRACIONES MECÁNICAS

- Módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson acorde a las propiedades del terreno, balasto y subbalasto. Estos parámetros se han mantenido constantes en los diferentes escenarios.
- Los espesores de cada capa se han mantenido constantes, así como el resto de dimensiones de los estratos.

- Las discontinuidades, nivel freático, etc. no se han considerado. Se han tomado dos tipos distintos de terreno homogéneo e isótropo y se ha mantenido sus propiedades constantes. No se ha considerado relevante la afección de discontinuidades para comparar la respuesta aislante entre bloques.

FACTORES EN LA DISIPACIÓN DE VIBRACIONES MECÁNICAS

- Se han establecido tres posibles soluciones de profundidad y dos espesores distintos para la **solución en losa**. Por lo que respecta a la profundidad de la losa se han probado soluciones estratégicas de cara a poder economizar su aplicación. Una de ellas es **ocupando el lugar del subbalasto**. Se pretende de este modo limitar el estrato de propagación de las ondas únicamente a la capa de balasto y compensar económicamente parte de la incorporación de la nueva solución al no tener que disponer dicha capa granular.

La segunda posición estudiada es **inmediatamente debajo de la capa de subbalasto**, como capa de forma. Atendiendo a la normativa vigente en España – N.R.V y fichas UIC- sobre la construcción de plataformas ferroviarias, es posible disminuir el espesor de la capa de forma o directamente sustituirlo si se consigue que la plataforma tenga la rigidez suficiente para soportar el tráfico de proyecto calculado. La rigidez del hormigón modificado respecto a cualquier terreno proporcionaría una capa de muy alta calidad y permitiría reducir el espesor de la plataforma con el consiguiente ahorro económico.

Por último, se ha dispuesto a una profundidad de **1.5 metros bajo balasto**, es decir, en el interior de la plataforma. Se ha considerado, atendiendo a los estudios previos de las frecuencias de corte y las propiedades habituales del terreno, que limitando a una profundidad máxima similar, se consigue minimizar el paso de ondas con frecuencias inferiores a los 50 Hz aprovechando la frecuencia de corte.

Por lo que respecta a los espesores, ya se determinó en apartados anteriores que se encontrarían entre los 0.25 y los 0.5 metros. En este caso se han propuesto **0.3 y 0.6** metros para analizar si se produce un efecto relevante y su caracterización.

- Las soluciones en bloque se han dispuesto al **pie del subbalasto**, a una distancia de **1.5 metros** del mismo y más alejado, a **3 metros**. De este modo se espera conocer la afección según la distancia a la que se disponga el bloque ya que será uno de los puntos críticos en la aplicabilidad de la misma – existirán conducciones u otros elementos que pueden condicionar la ubicación de la misma, sin contar con el deseado efecto pantalla -. Por su parte, se han considerado dos posibles **profundidades de zanja: 0.9 m y 3 m**. Con ello se pretende conocer si el efecto pantalla toma un peso relevante respecto dentro de profundidades económicas, y relativamente fáciles de alcanzar con maquinaria convencional.

Por lo que respecta a los espesores de hormigón de la solución hueca, se han mantenido constantes de 0.1 metros en ambas almas. No se ha decidido estudiar el efecto del cambio de espesor puesto que está demostrado que para provocar la reflexión de las ondas se necesita que estas incidan sobre las interfaces de materiales con rigideces muy distintas – p.ej. hormigón-aire – más que los espesores de cada una de las capas. Es por ello que se ha determinado un espesor que cumpla estructuralmente con los requisitos previstos para profundidades de no más de 3 metros y que permita albergar un hueco para conseguir dicho efecto.

A continuación, se procede a analizar la influencia de cada uno de estos factores.

3.1.36. Influencia de cada factor analizado en la respuesta de mitigación

El desarrollo del presente apartado está íntimamente ligado al anterior donde se determinaron los niveles de atenuación de cada solución para cada escenario. En este caso, se tratará de cuantificar cómo influye la variación de cada uno de los factores definidos anteriormente para establecer así qué relaciones permiten tener unos rangos de aplicación óptimos.

Para ello, se comparará el coeficiente de inserción incremental, dentro de cada una de las medidas. Por su naturaleza, se separarán también las soluciones en zanja de la losa, ya que los factores que las definen y condicionan son diferentes. Además, es posible contrastar algunos puntos en común debido a los resultados tan similares que han aportado en materia de atenuación.

3.1.36.1. Soluciones en zanja

BLOQUES MACIZOS [C1]

INFLUENCIA DE LA PROFUNDIDAD

Con el fin de evaluar cómo influye la profundidad en los escenarios de C1, se manejarán los datos obtenidos en la tabla de coeficientes incrementales. Se muestran debidamente agrupados a continuación.

Se muestran resaltados los valores máximos -verde- y mínimos -rojo- obtenidos. Con esta reordenación es posible determinar el rango de mejora que supone la aplicación de los bloques en zanja macizos respecto a la solución C0.

Caso	Profundidad [m]	Distancia [m]	Velocidad [km/h]	PI,acc [-]	PI,vel [-]
C1	0,9	0	50	4,86	0,65
	0,9	0	90	5,58	-0,81
	0,9	0	150	7,80	0,38
	0,9	1,5	50	9,69	1,35
	0,9	1,5	90	3,86	0,09
	0,9	1,5	150	7,54	1,93
	0,9	3	50	3,75	0,96
	0,9	3	90	3,10	0,06
	0,9	3	150	9,67	2,71
	3	0	50	5,57	0,99
	3	0	90	5,53	-0,92
	3	0	150	11,65	1,44
	3	1,5	50	4,59	3,61
	3	1,5	90	6,27	0,81
	3	1,5	150	8,57	5,25
	3	3	50	10,33	6,25
	3	3	90	10,70	1,29
	3	3	150	10,52	6,32

Tabla 3.15 Relación entre los coeficientes de inserción incremental y la profundidad en C1.
Fuente: Elaboración propia.

De forma gráfica, agrupando en dos familias de puntos según la profundidad de 0.9 ó 3 metros, se obtiene, para las aceleraciones:

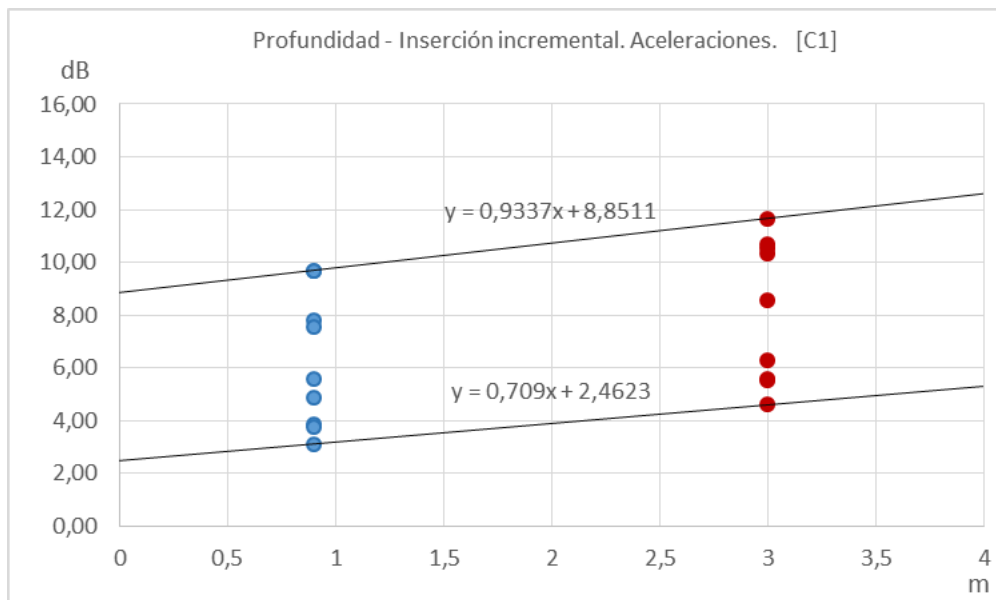


Figura 0.1 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y la profundidad. Aceleración en C1. Fuente: Elaboración propia.

Puede observarse una clara tendencia lineal entre la profundidad y la mejora respecto a la no aplicación de medidas de mitigación. Se observa cómo es posible definir una banda de valores, delimitada por dos rectas que no sufre apenas variación en su ancho – en dB – con la profundidad, pero sí muestra una tendencia ascendente. El ancho de dicha banda vendrá determinado por la combinación de otros factores como la velocidad de circulación y la distancia de implantación de la medida. Para la geometría y materiales adoptados en nuestro modelo, ese ancho de banda puede aproximarse por el punto de corte de sendas rectas con el eje vertical. Es decir, para nuestro caso, la variabilidad posible de mejora, independientemente de la profundidad se encontrará entre los 6 – 7 dB y la mejora obtenida oscilará entre 0'7 y 0'9 veces la profundidad – en dB/m –.

Por lo que respecta a las velocidades, repitiendo el planteamiento, se obtiene:

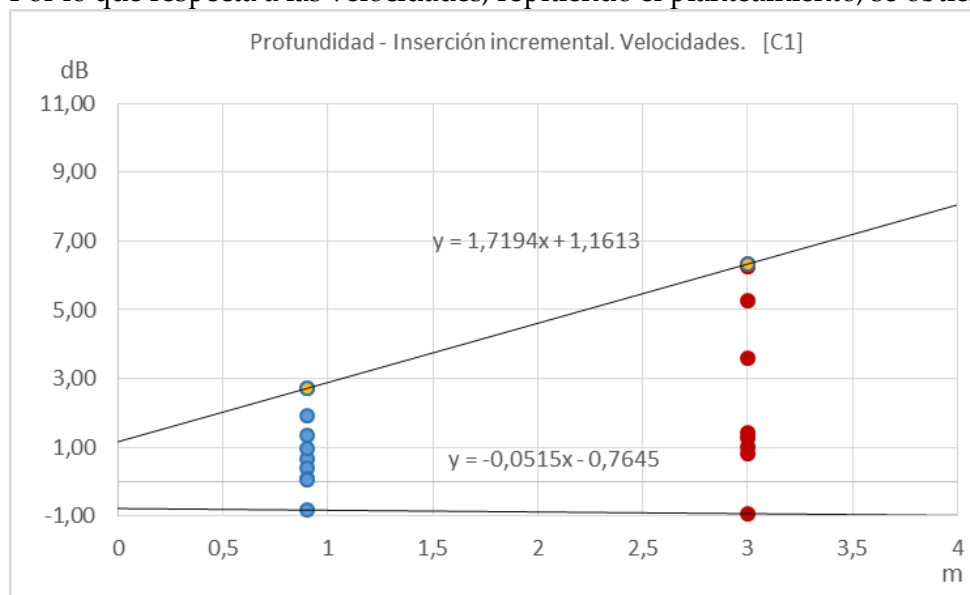


Figura 0.2 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y la profundidad. Velocidad en C1. Fuente: Elaboración propia.

En este caso, el ancho de banda o variabilidad de las velocidades también aumenta con la profundidad. La mejora, entendida como la pendiente media resulta aproximadamente de 0.88 dB/m – suponiendo una distribución lineal –, por lo que se puede considerar creciente con la profundidad, pero existen ciertas combinaciones de factores que pueden producir peores resultados que la no

aplicación de medida. Concretamente sólo se dan dos situaciones con estas características que coinciden con los puntos que determinan la recta inferior, también sombreados en rojo en la tabla anterior. Se trata de los dos casos de distancia 0 metros – zanja junto al pie de la banqueta – para velocidad 90 km/h. En este caso, la respuesta del conjunto se veía amplificada por efectos de frecuencias de sollicitación y respuesta más próximas que en las otras dos velocidades, aspecto que recuerda una vez más, la importancia de conocer las frecuencias propias de vibración del entorno donde implantar la nueva solución. Es decir, desde el punto de vista de transmisión de velocidades, **la solución C1 no es favorable en ubicaciones muy próximas a la vía para sollicitaciones próximas a la frecuencia natural del medio.**

INFLUENCIA DE LA DISTANCIA DE APLICACIÓN

Siguiendo el mismo procedimiento y ordenando los datos según la distancia de aplicación de la medida, se obtienen los resultados siguientes:

Caso	Distancia [m]	Profundidad [m]	2º Parámetro [m] (Distancia o Espesor)	PI,acc [-]	PI,vel [-]
C1	0	0,9	50	4,86	0,65
			90	5,58	-0,81
			150	7,80	0,38
		3	50	5,57	0,99
			90	5,527	-0,919
			150	11,65	1,44
	1,5	0,9	50	9,69	1,35
			90	3,86	0,09
			150	7,54	1,93
		3	50	4,59	3,61
			90	6,271	0,814
			150	8,57	5,25
	3	0,9	50	3,75	0,96
			90	10,33	6,25
			150	3,10	0,06
		3	50	10,33	6,25
			90	10,703	1,293
			150	10,52	6,32

Tabla 3.16 Relación entre los coeficientes de inserción incremental y la distancia de aplicación en C1. Fuente: Elaboración propia.

Que, en forma gráfica para aceleraciones y velocidades resulta:

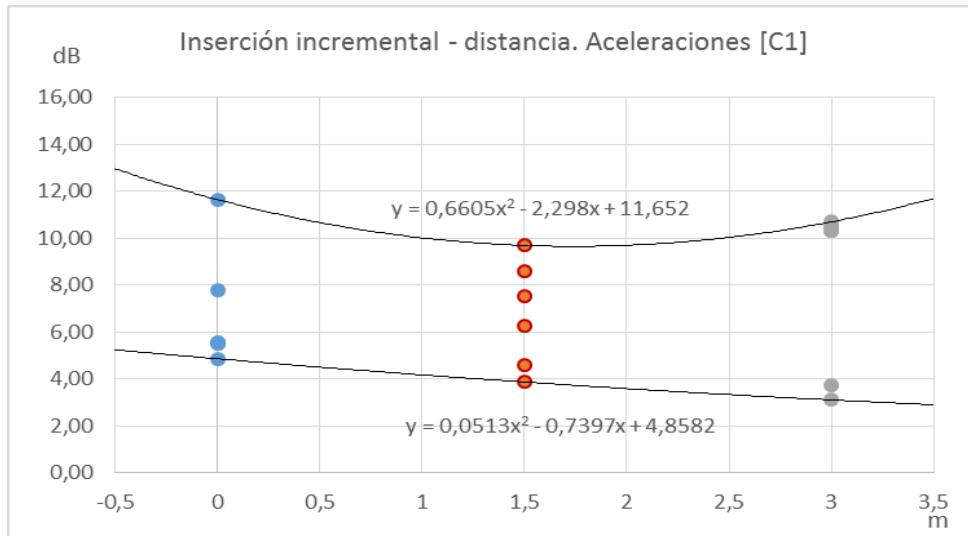


Figura 0.3 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y la distancia de aplicación. Aceleración en C1. Fuente: Elaboración propia.

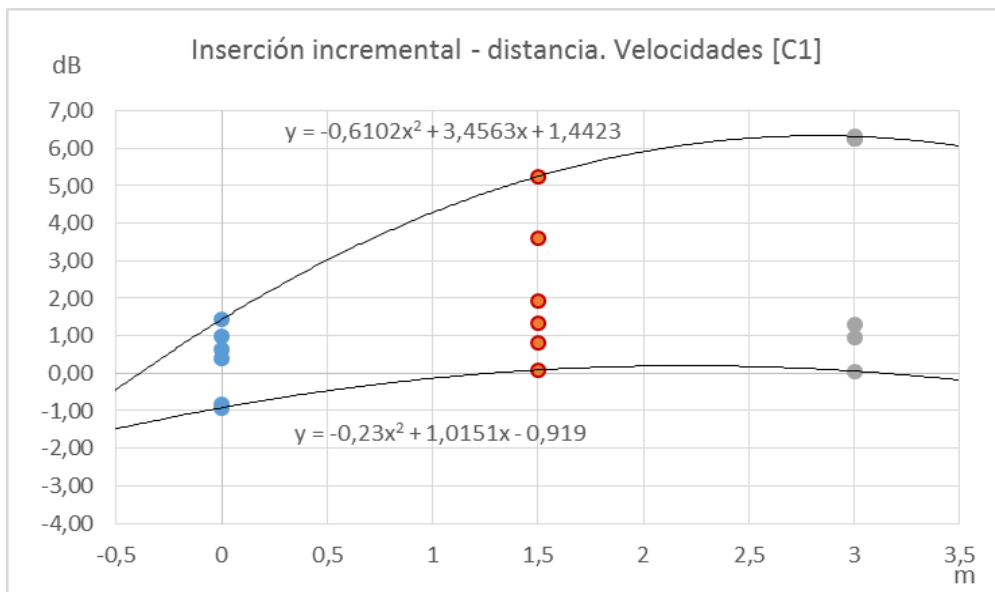


Figura 0.4 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y la distancia de aplicación. Velocidad en C1. Fuente: Elaboración propia.

Por lo que respecta a la distancia de aplicación, se puede observar una respuesta siempre positiva del caso C1 frente a la solución C0.

En aceleraciones, cabe resaltar que la mayor eficacia de la solución – entendiéndose como tal la obtención del mayor coeficiente de inserción incremental – se da para las mayores profundidades en los puntos extremos, es decir, profundas pantallas muy próximas a la vía o al elemento a proteger. En cambio, la solución óptima a una distancia intermedia se da con la menor profundidad. Puede verse en la gráfica de aceleraciones cómo se reduce el ancho de banda para la distancia 1'5 metros, donde se concentran más todos los resultados y, por tanto, se optimiza la profundidad de la pantalla. Dicho de otro modo, a una distancia intermedia pierde peso el factor profundidad por lo que, coincidiendo con la teoría de las fases iniciales del proyecto, la solución ideal **deberá disponerse a una distancia intermedia**, a determinar en cada entorno particular, si se desea **conseguir la máxima eficiencia de la misma** – se manejan cifras de mínimo 1'25 veces la longitud de onda de Rayleigh característica del terreno -.

En términos de velocidades, la máxima eficiencia – mayor inserción incremental – se consigue cuanto más próxima es la barrera al elemento a proteger – más alejada de la vía -, pero se observa una pérdida notable de pendiente en la banda inserción incremental una vez se supera la distancia de 1'5 metros, lo que se traduce, de nuevo, en un indicador de pérdida de eficiencia de la solución.

Es por ello que se puede concluir que, para obtener la mayor eficacia de la pantalla, entendida como ratio profundidad-inserción incremental, se debe estudiar previamente cuál es dicha distancia, que nunca será en las inmediaciones de la vía ni del entorno a proteger.

BLOQUES HUECOS [C2]

INFLUENCIA DE LA PROFUNDIDAD

Repitiendo el procedimiento para C1 en C2, se obtiene:

Caso	Profundidad [m]	Distancia [m]	Velocidad [km/h]	PI,acc [-]	PI,vel [-]
C2	0,9	0	50	4,70	0,64
		0	90	5,52	-0,70
		0	150	7,09	0,34
		1,5	50	9,90	1,30
		1,5	90	3,44	0,11
		1,5	150	7,33	1,74
		3	50	2,67	0,76
		3	90	2,36	0,08
		3	150	9,17	2,39
	3	0	50	6,62	1,21
		0	90	4,79	-0,94
		0	150	10,85	1,52
		1,5	50	2,06	1,70
		1,5	90	6,51	0,40
		1,5	150	6,09	4,69
		3	50	5,49	3,62
		3	90	7,83	0,72
		3	150	6,76	5,57

Tabla 3.17 Relación entre los coeficientes de inserción incremental y la profundidad en C2. Fuente: Elaboración propia.

Y de forma gráfica:

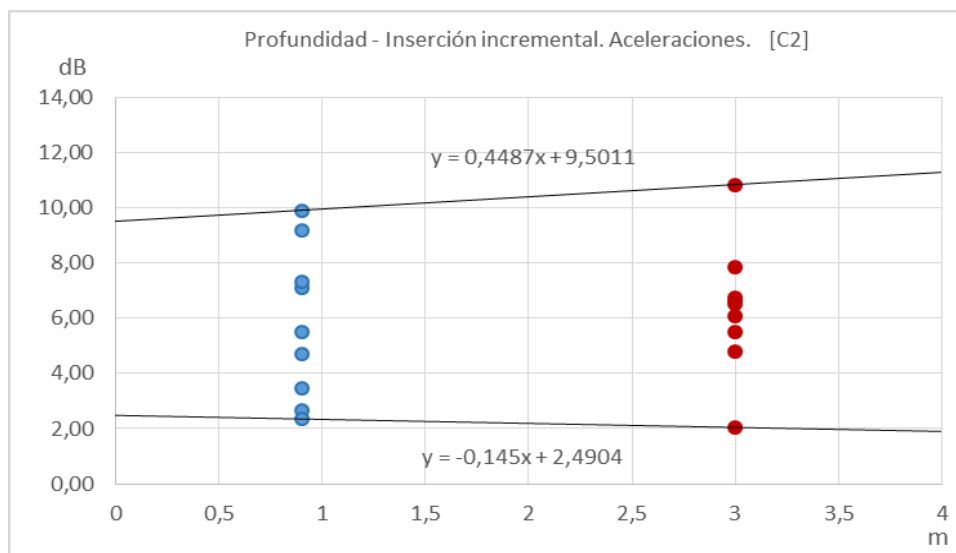


Figura 0.5 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y la profundidad. Aceleración en C2. Fuente: Elaboración propia.

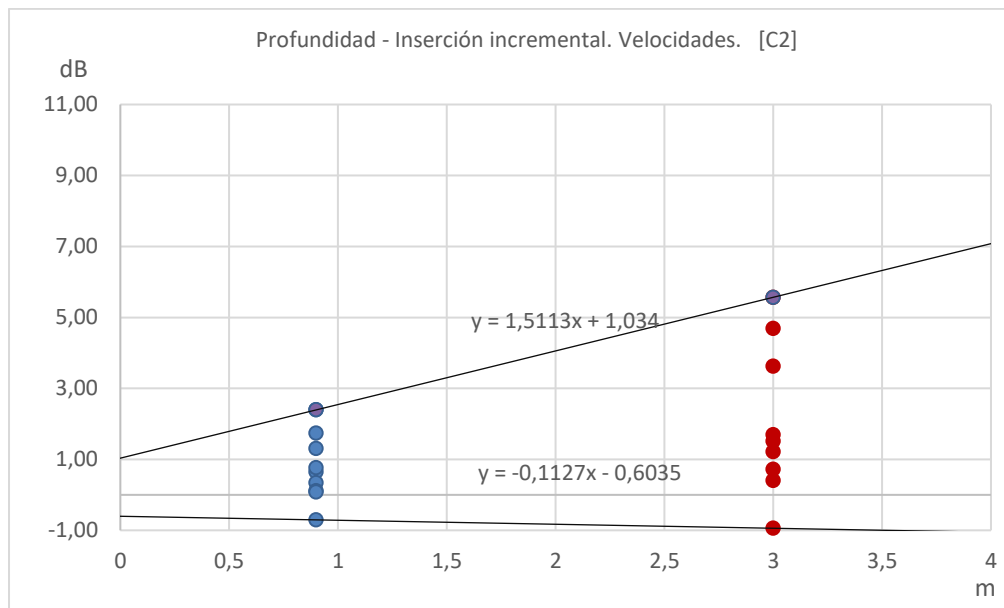


Figura 0.6 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y la profundidad. Velocidad en C2. Fuente: Elaboración propia.

La respuesta de los bloques huecos frente al factor profundidad beneficia a los casos de profundidades bajas, velocidades de circulación lentas y presenta una tendencia de mejora en aceleraciones menos susceptible de la profundidad que el bloque macizo – menor pendiente de la recta media -. En términos de aceleraciones existe una variabilidad más amplia de mejora – el ancho de banda entre límites es mayor y se incrementa con la profundidad –pero pierde efectividad con el aumento de la misma respecto a C1. Es decir, el punto de corte con el eje vertical se encuentra más alto que en C1 pero su tendencia de crecimiento es más lenta. Este aspecto puede conducir a un estudio comparativo directo de hasta qué profundidad de zanja interesaría más una solución hueca que una maciza. Se desarrollará a continuación.

Por lo que respecta a las velocidades, la respuesta es muy similar a la obtenida con C1, si bien es cierto que la tendencia media de mejora con la profundidad también es más lenta que con bloques macizos. Es por ello que, superponiendo las gráficas de las bandas de mejora de aceleraciones de C1 y C2 con la profundidad, se obtiene lo siguiente:

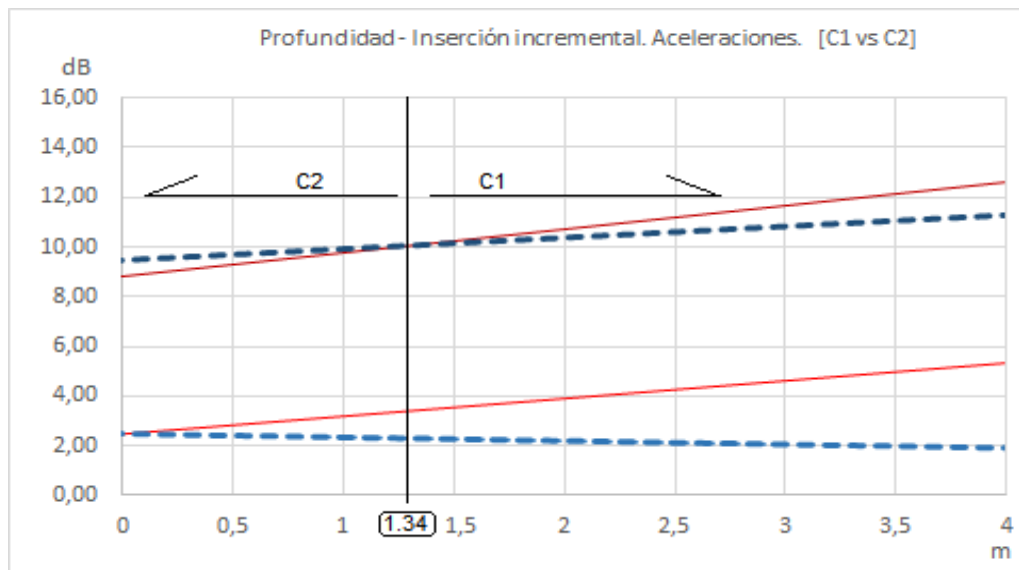


Figura 0.7 Rangos de profundidad para cada solución óptima atendiendo a la profundidad.
Fuente: Elaboración propia.

En la figura anterior puede comprobarse como para profundidades inferiores a 1'34 metros – debe tenerse en cuenta que este resultado está sujeto a la geometría, materiales y demás condiciones particulares de nuestro modelo -, el óptimo es alcanzable con la solución tipo bloques huecos mientras que la solución maciza se comporta mejor para profundidades mayores. La conclusión que debe extraerse de esta sencilla comparativa es que es posible encontrar un rango de profundidades donde, para dos soluciones muy similares en respuesta, la óptima puede variar de una a otra y, combinando esto con criterios económicos o de viabilidad del entorno particular donde se vaya a instalar, el resultado final puede ser muy diferente. En cualquier caso, la solución de bloques huecos se perfila como una opción muy válida para trabajar con velocidades bajas y donde no sea posible alcanzar profundidades notables y se requiera que la barrera esté próxima a la vía – imagínese un ambiente urbano, semiurbano o industrial, con poca disponibilidad de espacio y velocidades de paso bajas -.

INFLUENCIA DE LA DISTANCIA DE APLICACIÓN

Procediendo de igual modo para las distancias de aplicación, tras reordenar adecuadamente los resultados:

Caso	Distancia [m]	Profundidad [m]	2º Parámetro [m] (Distancia o	PI [-]	
				PI _{acc} [-]	PI _{vel} [-]
C2	0	0,9	50	4,70	0,64
			90	5,52	-0,70
			150	7,09	0,34
		3	50	6,62	1,21
			90	4,790	-0,942
			150	10,85	1,52
	1,5	0,9	50	9,90	1,30
			90	3,44	0,11
			150	7,33	1,74
		3	50	2,06	1,70
			90	6,512	0,400
			150	6,09	4,69
	3	0,9	50	2,67	0,76
			90	5,49	3,62
			150	2,36	0,08
		3	50	5,49	3,62
			90	7,826	0,722
			150	6,76	5,57

Tabla 3.18 Relación entre los coeficientes de inserción incremental y la distancia de aplicación en C2. Fuente: Elaboración propia.

Y de forma gráfica:

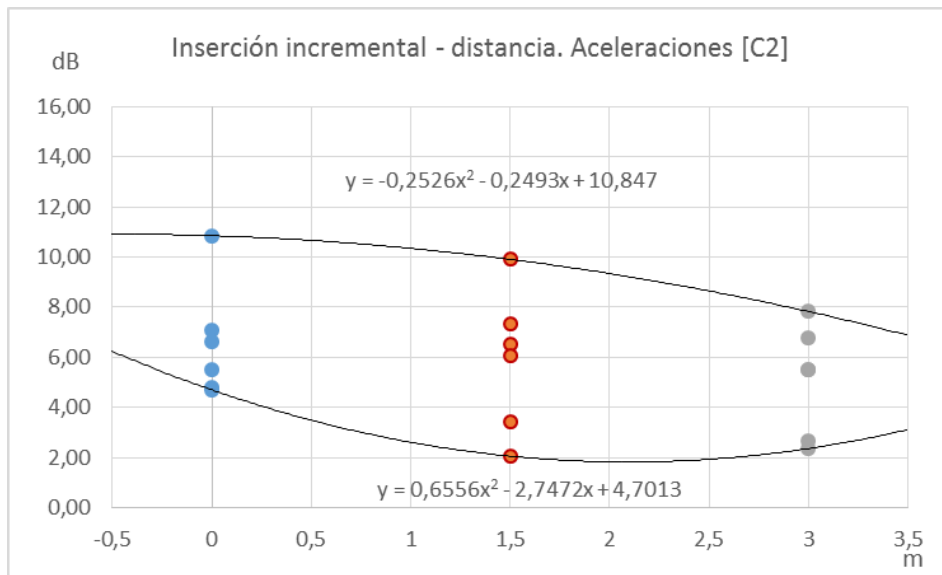


Figura 0.8 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y la profundidad. Aceleración en C2. Fuente: Elaboración propia.

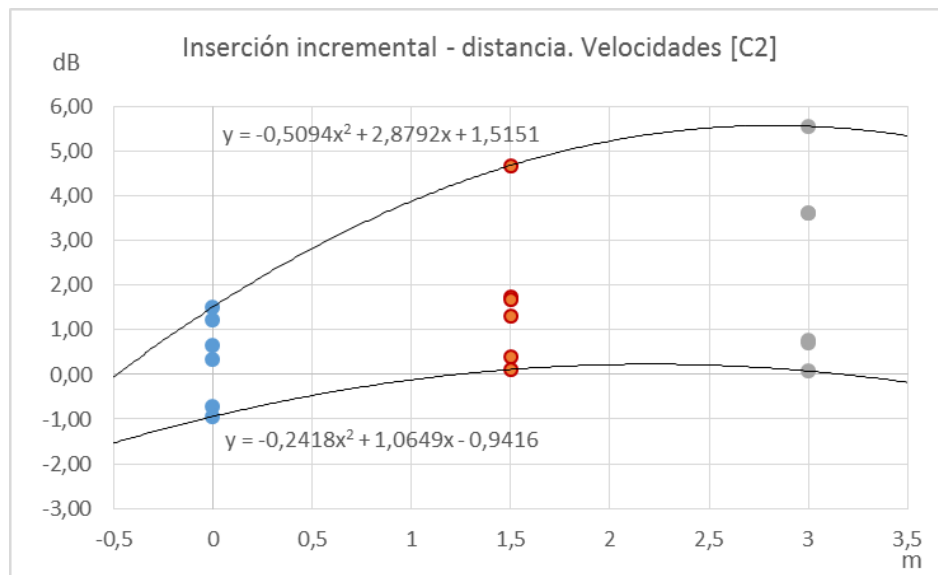


Figura 0.9 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y la profundidad. Velocidad en C2. Fuente: Elaboración propia.

La respuesta de la solución de bloques huecos muestra, de nuevo, cifras absolutas de mejora similares, aunque ligeramente inferiores, a las de C1. Sin embargo, su comportamiento frente a la distancia de aplicación es totalmente distinta ya que muestra una tendencia descendente en aceleraciones con la misma.

El menor ancho de banda en aceleraciones se da para la menor distancia, así como sus mayores valores de inserción. Es decir, su máxima eficacia y eficiencia se dan para la ubicación próxima al pie de la banqueta.

En cambio, la respuesta en velocidades es similar a la de C1, resultando más eficiente, pero menos eficaz en la menor distancia y obteniendo un fuerte crecimiento hasta los 1'5 metros. La variación entre 1'5 y 3 metros es reducida.

Con todo lo anterior, se puede concluir que la solución hueca será adecuada para escenarios que dispongan de poco espacio, tanto en profundidad como en separación a la vía y donde se requiera un nivel de atenuación – al menos en velocidades – intermedio.

3.1.36.2. Solución en losa

LOSA [C3]

RELACIÓN CON LA PROFUNDIDAD

Por lo que respecta a la losa, se ha mantenido el procedimiento anterior. Los resultados obtenidos, en función de la profundidad de aplicación son:

Caso	Profundidad [m]	Distancia [m]	Velocidad [km/h]	PI,acc [-]	PI,vel [-]
C3	0	0,3	50	-1,90	0,85
			90	1,41	1,01
			150	3,31	1,80
		0,6	50	-3,96	0,52
			90	-13,91	-0,91
			150	-2,18	0,44
	0,3	0,3	50	-8,28	-2,47
			90	-5,95	0,38
			150	-2,68	1,21
		0,6	50	-6,44	-2,16
			90	-5,73	-0,78
			150	-1,10	0,19
	1,5	0,3	50	1,35	-0,29
			90	-1,65	-0,06
			150	-3,02	-0,76
		0,6	50	1,66	-0,63
			90	-3,29	-1,35
			150	-2,28	-1,91

Tabla 3.19 Relación entre los coeficientes de inserción incremental y la profundidad en C3.

Fuente: Elaboración propia.

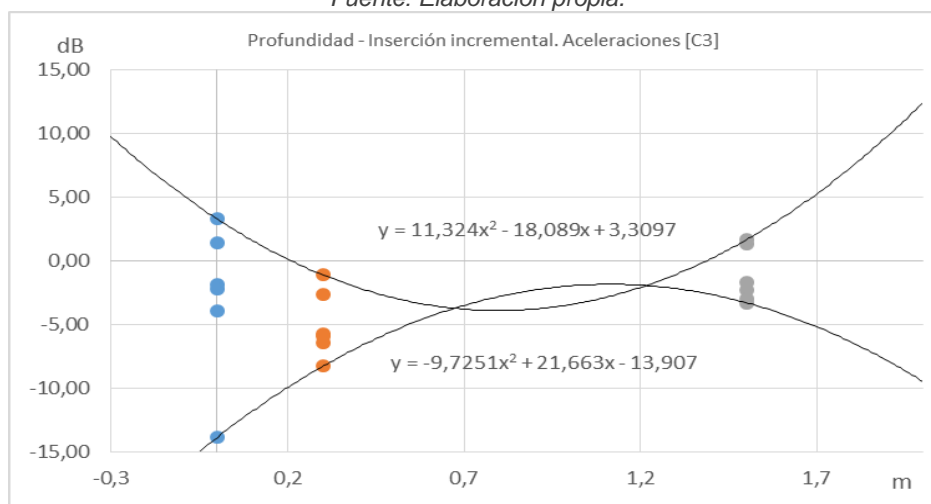


Figura 0.10 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y la profundidad. Aceleración en C3. Fuente: Elaboración propia.

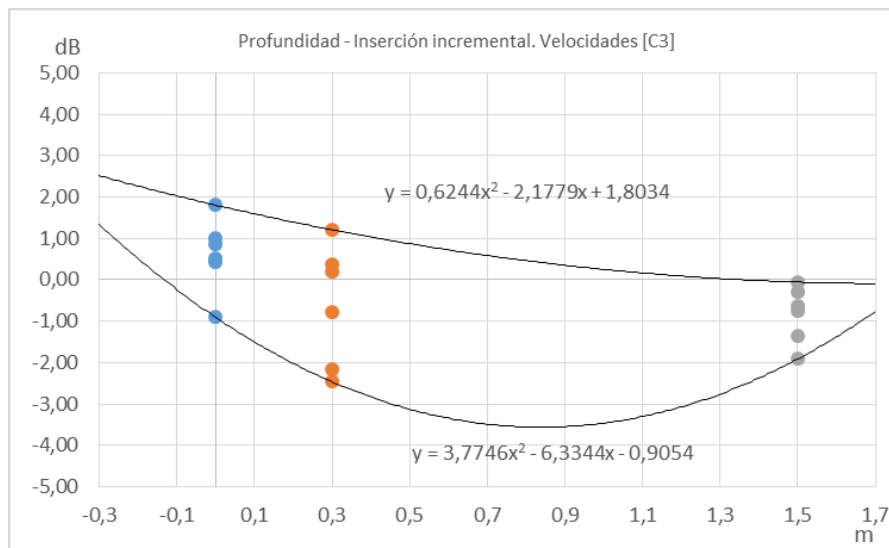


Figura 0.11 : Relación gráfica entre coef. inserción incremental y la profundidad. Velocidad en C3. Fuente: Elaboración propia.

Los resultados obtenidos para las aceleraciones no mejoran, en su mayoría, la atenuación natural del terreno. De hecho, existe un rango de profundidades – aproximadamente entre 0'2 y 1'3 metros – donde, para las características de geometría y materiales dadas, la solución amplifica la respuesta natural del terreno. Esto puede producirse para una serie de profundidades tales que la reflexión de las propias ondas junto con las incidentes se vean amplificadas y se produzca una mayor excitación del sistema. La respuesta mejora notablemente con profundidades muy bajas y aparece cierta mejora para profundidades elevadas, cuyo factor limitante puede pasar a ser ya la economía de la aplicación de dicha solución. Con ello se confirma lo observado en apartados anteriores y es que la solución en placa puede ser una buena opción en vías de nueva construcción, donde se requiera una mejora en la estabilidad respecto a capas de asiento convencionales.

En velocidades sólo se muestra cierta mejora para profundidades bajas, pero siempre en ratios de dB inferiores a los aportados por las soluciones en zanja.

RELACIÓN CON EL ESPESOR

Procediendo del mismo modo, pero orientando los resultados desde el punto de vista del espesor de la losa:

Caso	Espesor [m]	Profundidad [m]	2º Parámetro [m] (Distancia o	PI _{acc} [-]	PI _{vel} [-]
C3	0,3	0	50	-1,90	0,85
		0	90	1,41	1,01
		0	150	3,31	1,80
		0,3	50	-8,28	-2,47
		0,3	90	-5,954	0,379
		0,3	150	-2,68	1,21
		1,5	50	1,35	-0,29
		1,5	90	-1,65	-0,06
		1,5	150	-3,02	-0,76
	0,6	0	50	-3,96	0,52
		0	90	-13,91	-0,91
		0	150	-2,18	0,44
		0,3	50	-6,44	-2,16
		0,3	90	-5,733	-0,784
		0,3	150	-1,10	0,19
		1,5	50	1,66	-0,63
		1,5	90	-3,29	-1,35
		1,5	150	-2,28	-1,91

Tabla 3.20 Relación entre los coeficientes de inserción incremental y el espesor de aplicación en C3. Fuente: Elaboración propia.

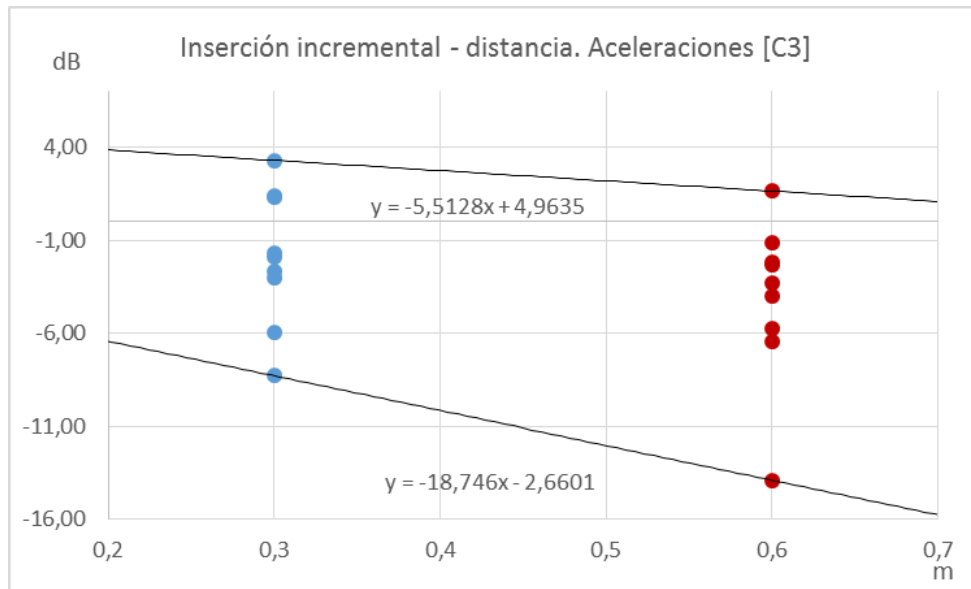


Figura 0.12 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y el espesor de la losa. Aceleración en C3. Fuente: Elaboración propia.

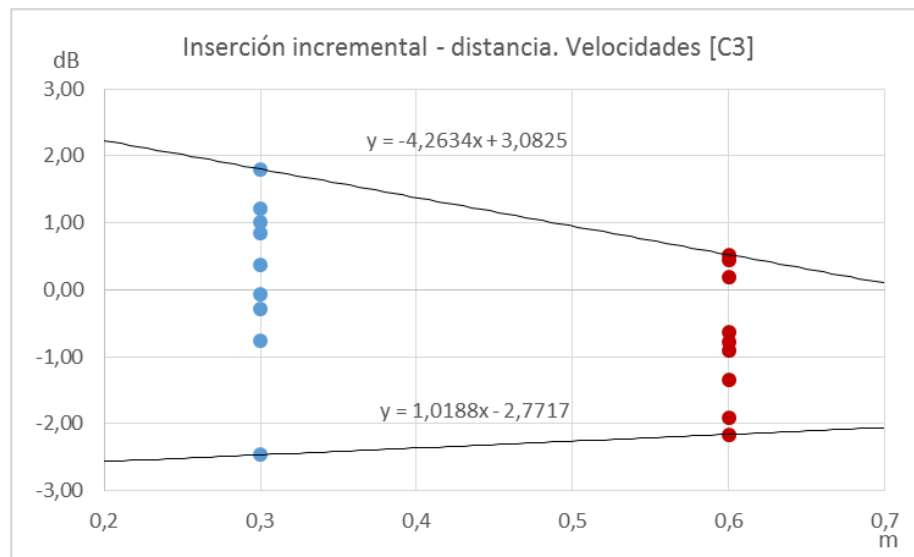


Figura 0.13 Relación gráfica entre coef. inserción incremental y el espesor de la losa. Velocidad en C3. Fuente: Elaboración propia.

Por lo que respecta al espesor de la losa, se muestra una clara tendencia a disminuir su espesor para mejorar resultados. De hecho, la mayoría de escenarios con el espesor de 0'6 metros empeoran la situación respecto al caso de solución C0 tanto en velocidad como en aceleración.

3.1.37. Estimación del peso de cada factor

Resulta difícil concretar un valor que defina la influencia de cada factor en la respuesta total del sistema puesto que son muchos los condicionantes que intervienen en ella, independientemente de las variables de diseño. Es decir, el efecto de la profundidad no siempre será el mismo ya que estará relacionado con la velocidad de paso del vehículo, su masa, distribución de traviesas, características del terreno, etc. Se podría obtener el peso de cada factor en la respuesta de cada escenario, pero resultaría una tarea muy laboriosa que no aportaría información relevante respecto a las caracterizaciones realizadas anteriormente. Es por ello que tratar de cuantificar el peso de cada factor es útil desde el punto de vista sintético de los apartados anteriores con el fin de dar una visión global de conjunto de la respuesta de las soluciones ante el elevado número de escenarios procesados.

Lo que se pretende en este apartado es dar un valor medio orientativo de la tendencia de variación del coeficiente de inserción incremental con cada uno de los factores, de modo que se puedan sentar las bases para un futuro criterio de proyecto de las soluciones propuestas. Se trata de proporcionar una idea orientativa de sobre qué factores conviene actuar más atendiendo al tipo de escenario que se plantee en el futuro con el fin de conseguir una solución óptima a través de una serie de relaciones sencillas.

Para conseguir dichas relaciones, se obtendrá la pendiente de la recta que une los centros de gravedad de las diferentes nubes de puntos organizadas acorde a la variable estudiada – distancia, profundidad o espesor – para cada solución. De este modo, una pendiente positiva indicará que la medida resulta más efectiva cuanto mayor es el factor estudiado y viceversa. Además, permitirá la comparación entre valores absolutos de las pendientes, decidiendo así qué factor resulta más relevante que el resto.

Puesto que se realizará una aproximación lineal a las nubes de puntos y, como ya se ha visto, la distribución no siempre sigue este tipo de ley – se han mostrado distribuciones parabólicas -, se dará también la confianza en la relación propuesta a través del error cuadrático medio $[R^2]$.

Los resultados obtenidos en aceleraciones son los siguientes:

ACELERACIONES

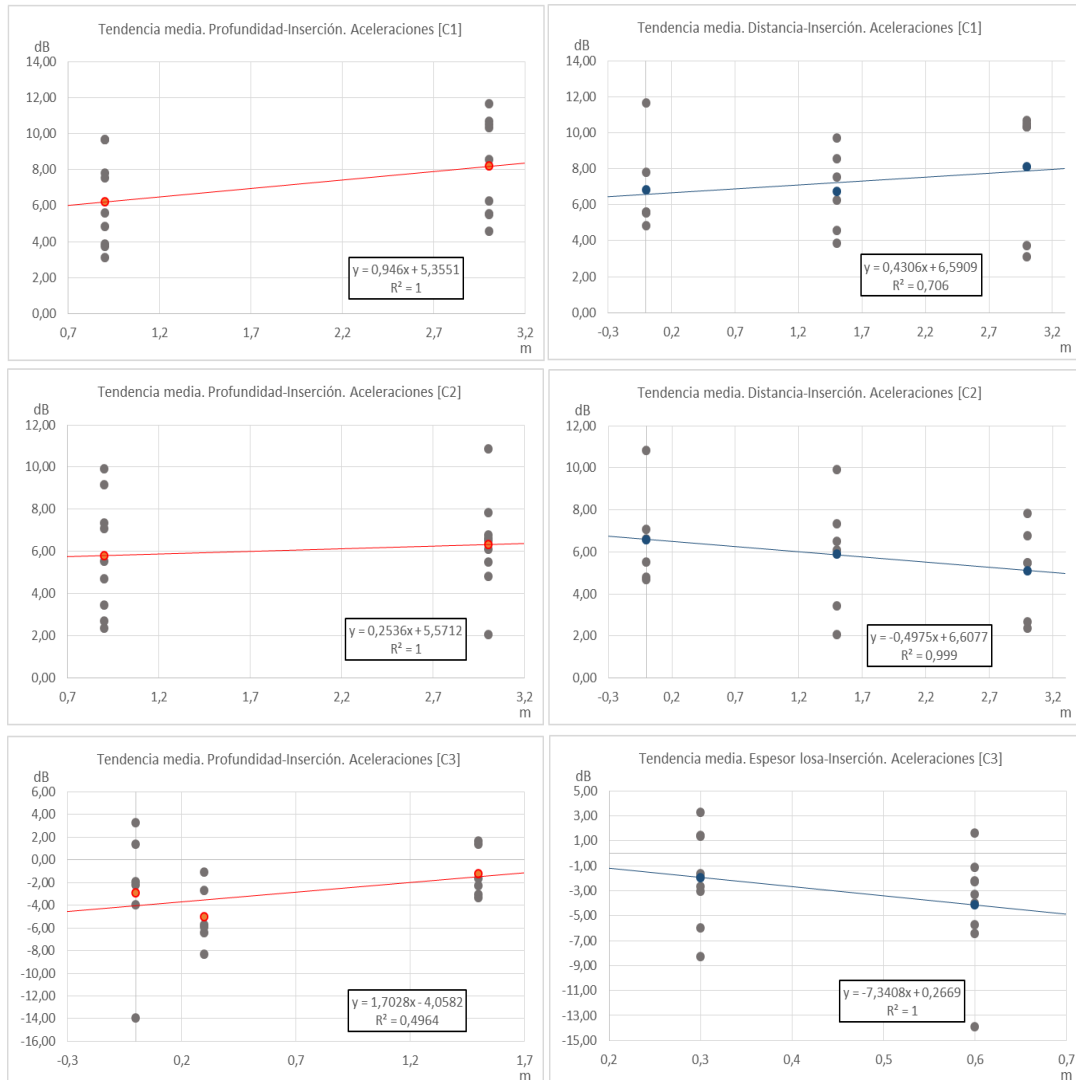


Figura 0.14 Comparación entre tendencias de los distintos factores para cada solución. Aceleraciones. Fuente: Elaboración propia.

Respecto a las tendencias de las velocidades:

VELOCIDADES

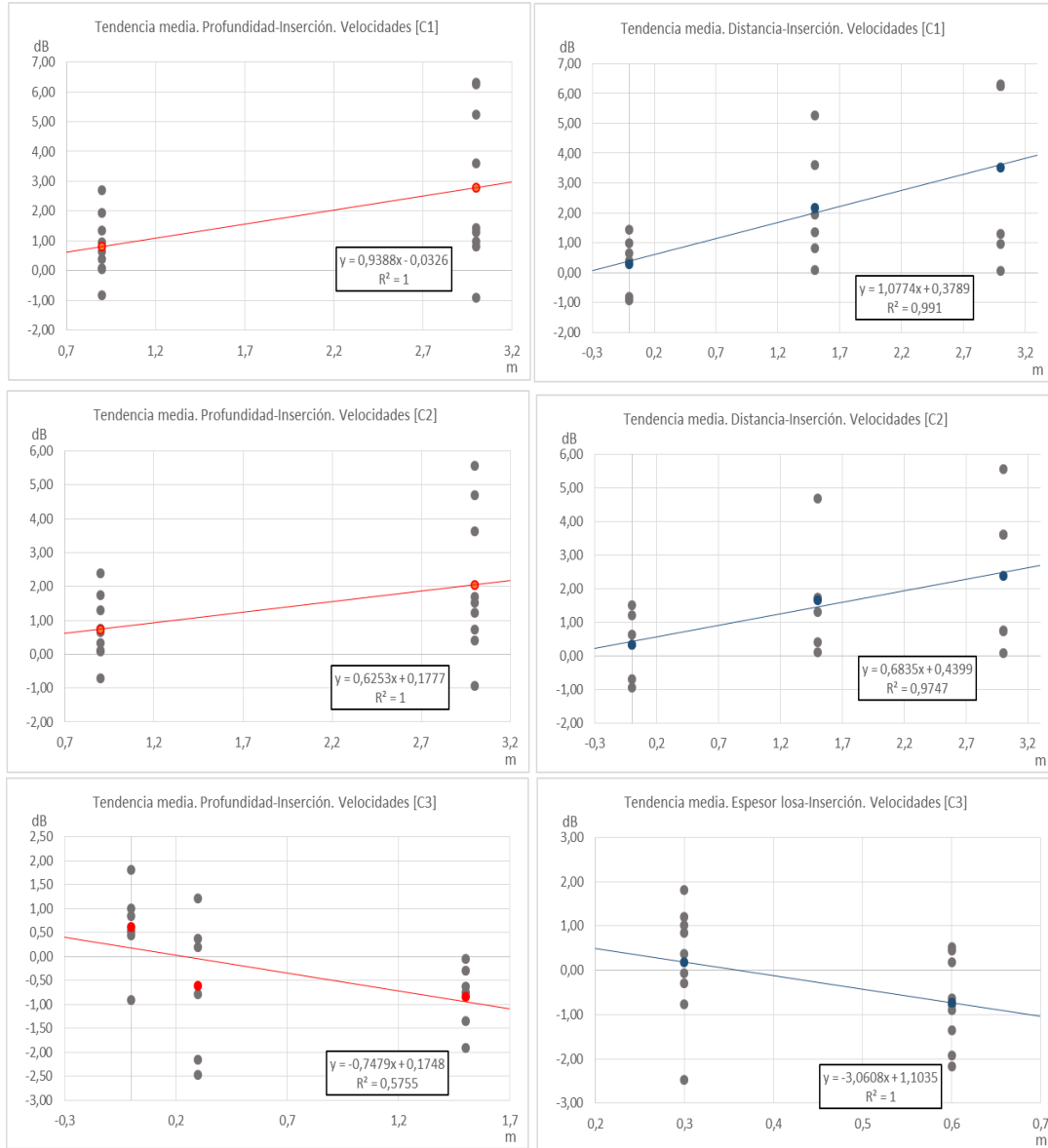


Figura 0.15 Comparación entre tendencias de los distintos factores para cada solución. Velocidades. Fuente: Elaboración propia.

Entendiendo como peso el módulo de la pendiente de las rectas de tendencia anteriores, se obtienen las siguientes relaciones:

Aceleraciones				
CASO	FACTOR	TENDENCIA	PESO (dB/m)	R ²
C1	Profundidad	Creciente	0,946	1
	Distancia	Creciente	0,431	0,71
C2	Profundidad	Creciente	0,253	1
	Distancia	Decreciente	0,498	1
C3	Profundidad	Creciente	1,703	0,5
	Espesor	Decreciente	7,341	1

Velocidades				
CASO	FACTOR	TENDENCIA	PESO (dB/m)	R ²
C1	Profundidad	Creciente	0,939	1
	Distancia	Creciente	1,077	0,99
C2	Profundidad	Creciente	0,625	1
	Distancia	Decreciente	0,683	0,97
C3	Profundidad	Creciente	0,748	0,58
	Espesor	Decreciente	3,061	1

Tabla 3.21 Síntesis de tendencias y pesos medios de cada factor para cada solución.
Fuente: Elaboración propia.

La tabla anterior refleja todos los aspectos comentados en los puntos anteriores. Puede observarse como para las aceleraciones, en el caso de solución maciza, ambos factores incrementan el nivel de atenuación siendo más relevante la profundidad que la distancia a la que se sitúa la barrera – del orden del doble -. En la atenuación de velocidades las diferencias en pesos se reducen, siendo muy similares y ligeramente superior, en este caso, la influencia de la distancia de aplicación.

Para la solución de bloques huecos la distancia resulta desfavorable y la profundidad mejora la atenuación. Resulta más relevante la distancia. La diferencia entre los pesos se minimiza en el efecto sobre las velocidades, si bien es cierto que la distancia sigue resultando desfavorable.

Por lo que se refiere a la losa, resulta mucho más relevante el espesor que la profundidad. Los mejores resultados de atenuación se obtienen para el espesor más reducido.

ESTUDIO DEL SISTEMA DE COLOCACIÓN DE LAS SECCIONES MODULARES

3.1.38. Soluciones en zanja

Para la construcción en zanjas con anchos inferiores a 2 metros y profundidades menores de 7, el procedimiento viene regulado en España por la 'NTP 278 - Zanjas: prevención del desprendimiento de tierras'. Según dicha norma, para excavaciones con taludes comprendidos entre 60° y 90° y profundidades superiores a 1'30 metros deberá disponerse entibación. La tipología de la misma dependerá del terreno y viene también descrito el criterio en ella, así como la distancia mínima a mantener con los acopios de material de relleno.

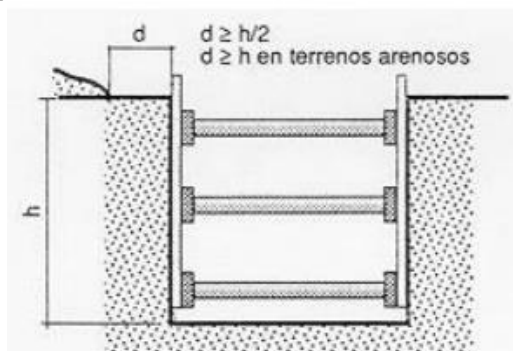


Figura 0.1 Distancia mínima de acopios. Fuente: NTP-278

La profundidad mínima de la zanja vendrá marcada, como se indicó en apartados anteriores, por el criterio de Richart (193) que depende, fundamentalmente, de las propiedades mecánicas del terreno.

El procedimiento constructivo viene marcado fundamentalmente por tres acciones:

- Excavación y entibación.
- Transporte de bloques y de rellenos.

- Colocación de los bloques.

3.1.38.1. Vehículos y medios mecánicos

La excavación puede llevarse a cabo desde la propia vía con vehículos biviales o de mantenimiento ferroviario, o bien desde tierra con maquinaria de movimiento de tierras convencional. Depende del espacio disponible, y de la posibilidad de afección al normal servicio de circulación o no.



Figura 0.2 Retroexcavadora bivial. Fuente: <http://www.directindustry.es>

Una misma máquina, con posibilidad de cambio de cabezal, puede actuar en primera instancia para la excavación de la propia zanja y, posteriormente, proceder con la colocación de bloques.

3.1.38.2. Adaptación de los bloques anti-onda

La elevación y puesta en obra de los elementos aislantes supondrá, seguramente, uno de los estados tensionales más exigentes durante la vida útil del propio bloque – excepto en aquellos casos donde sea necesario recurrir a profundidades muy elevadas y el propio bloque actúe como pantalla -. Es por ello que, para permitir su elevación existen dos posibilidades:

- **Elevación mediante pinzas:** las pinzas comerciales para elevación de losas, materiales de construcción y piezas de hormigón son capaces de resistir cargas verticales máximas de entre 1000 y 3000 kg sin dificultad.



Figura 0.3 ejemplo de pinza de elevación y proceso de descarga con camión grúa.
Fuente: www.directindustry.es

Este método sería válido tanto para bloque macizo como hueco si bien es cierto que, en el caso de bloques huecos de cierta profundidad – a partir de 2 metros -, convendría emplear ganchos con esperas embebidas en las almas con el fin de evitar daños por aplastamiento de las tenazas sobre las mismas.

- **Incorporar un armado adicional en las almas:** No supondría un sobrecoste ni una dificultad de elaboración adicional en la planta de prefabricado. De hecho, es una práctica bastante habitual para este tipo de elementos. También sería posible aplicar una solución similar con pernos embebidos como se muestra a continuación:

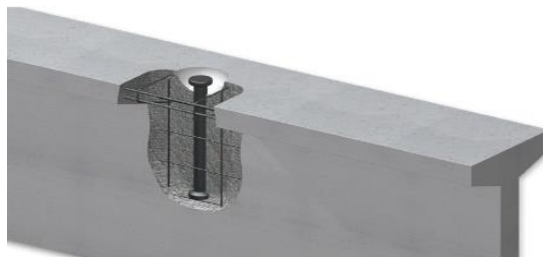


Figura 0.4 Ejemplo de espera con perno embebido para gancho de cabeza giratoria.
Fuente: www.incomimex.wordpress.com

3.1.38.3. Ejecución de juntas

Por lo que respecta a la ejecución de las juntas entre bloques se realizarán como sigue:

- **Entre bloques macizos,** con el fin de dar continuidad a la hilera de bloques se procederá al relleno de las juntas con mortero de cemento. Tras la colocación de los bloques y relleno de la zanja con material granular, se procederá al vertido del mortero en los espacios entre bloques.



Figura 0.5 vertido de lechada de cemento en juntas de forma manual. Fuente: es.123rf.com

- **Entre los bloques huecos** será más compleja puesto que se buscará evitar, en la medida de lo posible, filtraciones al hueco interior. Existen diferentes metodologías de ejecución de la junta en función del grado de impermeabilidad que se quiera conferir y/o continuidad estructural a la barrera. La elección de un tipo u otro de junta dependerá de las condiciones del entorno donde se vaya a instalar la barrera – nivel freático, posibilidad de movimientos diferenciales, ataques químicos al hormigón, etc. –. Algunas de las soluciones más relevantes son:
 - **Junta polimérica impermeabilizante:** Consiste en una banda de material polimérico que se adhiere a las paredes de los contornos de los bloques. Este tipo de juntas se emplean en conducciones de agua, depósitos, etc. Se trata de juntas estancas. No confieren resistencia estructural. Se muestra a continuación un ejemplo de la casa ‘BT-Innovation’. La junta se puede rellenar con mortero de forma idéntica a como se explicó en los casos anteriores. Si se dispone un mortero de clase resistente superior al hormigón podrá considerarse que la solución cuenta con cierta continuidad estructural además de la impermeabilización.



Figura 0.6 Preparación de junta aislante de PVC entre elementos prefabricados de hormigón.
Fuente: www.bt-innovation.de

- **Junta machihembrada:** Similar a la que se dispone en los cajones de hormigón prefabricado de pasos inferiores, galerías, conducciones, etc. Se puede valorar el relleno de la junta con mortero tras la disposición de los bloques para dificultar la entrada de agua y contaminantes. Se muestra a continuación una vista de un bloque hueco machihembrado tipo de 2x2x0.5 metros:

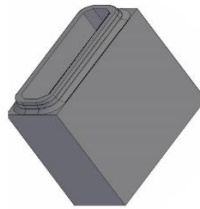


Figura 0.7 Perspectiva de bloque machihembrado para solución tipo C2.
Fuente: Elaboración propia.

- **Junta lisa:** En terrenos y ambientes favorables, es posible evitar la ejecución de junta, disponiendo los bloques simplemente unos junto a otros durante la colocación y procediendo al relleno posterior de la zanja. En este caso no sería necesario realizar ningún tratamiento previo de los bordes. Si se desea mantener la junta lisa y dar cierta resistencia e impermeabilidad a la junta es posible disponer unos bloques interiores de EPS – poliestireno expandido – a modo de encofrado perdido en el entorno de la junta. De este modo bastaría con verter el mortero como en el resto de casos anteriores ya que el EPS evitaría la entrada del mismo al hueco interior. Además, el EPS contiene cerca de un 98% de aire en su interior y es un excelente aislante frente a vibraciones.

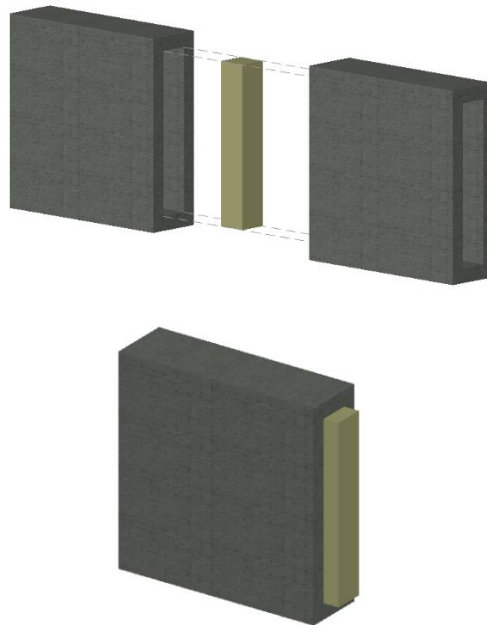


Figura 0.8 Disposición de encofrado de EPS en juntas como encofrado interior.
Fuente: Elaboración propia.

3.1.39. Solución de losa

La implantación de esta solución pasa necesariamente por el desmantelamiento total del paquete de vía previo a su disposición lo que **lo hace inviable en la práctica totalidad de los casos de vía construida**, o bien si se concibe como una capa más en vías de nueva construcción en líneas de altas prestaciones donde se requiera una rigidez superior a la conseguida por el terreno y la plataforma.

El procedimiento constructivo guarda grandes similitudes con el explicado para las soluciones en zanja, y la instalación de los módulos se realizará tras la ejecución de la última capa de infraestructura en la que se desee colocar.

3.1.39.1. Vehículos y medios mecánicos

Por lo que respecta a los vehículos y medios mecánicos requeridos no difieren respecto a la solución en zanja. La diferencia principal reside en que, al tratarse de una solución para vías en construcción, no será habitual que se pueda ejecutar desde railes.

Al no requerir movimiento de tierras, el procedimiento se simplifica respecto a los casos anteriores pero el aumento de peso de dichos módulos y sus dimensiones puede requerir la disposición de maquinaria de mayor tonelaje.



Figura 0.9 Camión grúa medio LIEBHERR LTF 1045.4. Fuente: LIEBHERR

3.1.39.2. Adaptación de los bloques anti-onda

La adaptación de los bloques anti-onda al procedimiento constructivo es similar a la planteada para la solución en zanja. Será necesario añadir algún tipo de anclaje de las losas para poder elevarlas y ubicarlas en su posición final. En este caso, se dispondrán cuatro puntos de anclaje, uno por vértice de la losa. El sistema de esperas puede ser similar al empleado en la solución de zanja –pernos para cabeza giratoria- o con gazas – a convenir con la empresa de prefabricación -.



Figura 0.10 Distintas opciones de esperas para la elevación y colocación de los módulos.
Fuente: www.incomimex.wordpress.com

El canto mínimo y armado necesario para realizar esta operación y para resistir las cargas estimadas durante su vida útil ya se obtuvo anteriormente.

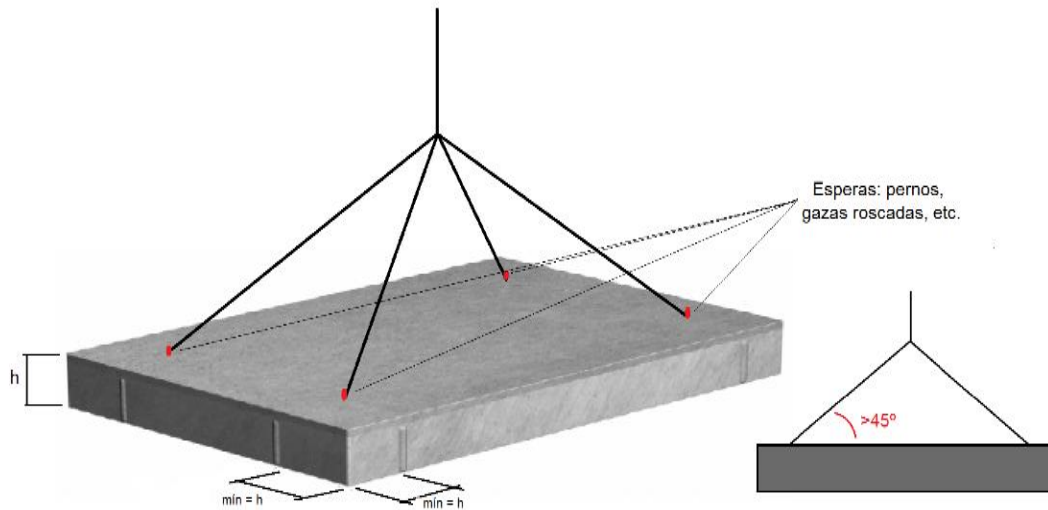


Figura 0.11 Esquema del proceso de elevación. Distancias y ángulos mínimos de anclajes.
Fuente: Elaboración propia.

3.1.39.3. Ejecución de juntas

Las juntas se llevarán a cabo como en la solución de bloques macizos. Se rellenarán con mortero de resistencia inferior a la del hormigón de la losa y sin juntas – se permitirá la libre fisuración en ellas – ya que al no haber armadura pasante no se esperan posibles problemas de durabilidad del armado interno.

ELECCIÓN DE LA SOLUCIÓN ÓPTIMA

La solución debe resultar económica además de eficaz, por lo que faltaría por estimar los costes representativos de cada una de las soluciones, para completar los criterios necesarios para realizar la selección de la solución óptima. Es por ello que se dedicará la primera parte del apartado a realizar una aproximación a los costes de cada alternativa. A continuación, se compararán las tres alternativas mediante la aplicación del Proceso Analítico Jerárquico (AHP), método de evaluación multicriterio ampliamente extendido en la toma de decisiones en fase de proyecto en ingeniería civil.

3.1.40. Evaluación económica

En función de las alternativas de bloques anti-onda propuestas, así como de su ejecución y puesta en obra, se han tomado una serie de criterios previos que facilitan la evaluación económica y son los siguientes:

- Sólo se tendrá en cuenta el coste de los aspectos diferenciadores entre soluciones. Las particularidades de cada entorno donde vaya a disponerse la solución en el futuro conllevan una serie de costes variables difíciles de estimar y que no resultan de relevancia para comparar el coste de la solución en sí misma, que es lo que se pretende en este apartado.
- No se consideran los costes asociados al transporte, maquinaria, mano de obra, acopios, trabajos previos del entorno, etc. Esto es posible de forma razonable, debido a que según lo visto en el punto anterior, las operaciones necesarias para la implantación de las tres soluciones son similares – la única diferencia reside en que la solución en losa no puede disponerse en vías ya construidas -. De este modo, pueden tomarse como costes comunes a todas las alternativas y extraerse de la evaluación. La evaluación, por tanto, se centrará en la economía de los materiales necesarios para cada solución.
- Dado que se trata de un material nuevo y no es posible encontrarlo en las bases de datos de precios descompuestos de materiales de obra, se ha usado como referencia un hormigón reforzado con fibras de misma consistencia, similar resistencia a compresión, tamaño de árido, etc.
- Se ha escogido un bloque con unas dimensiones tipo atendiendo a los rangos habituales de dimensiones esperables obtenidos tanto para las soluciones en zanja como para la solución en losa.

Para las soluciones en bloque se ha tomado, tanto para C1 como para C2, una profundidad de 2 metros, 2 metros de longitud, 0.6 metros de espesor y, en el caso de C2, un espesor de cajeros de 0.15 metros cada uno.

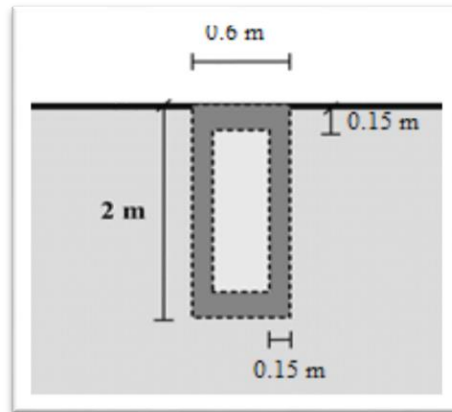


Figura 0.1 Dimensiones del bloque en zanja tipo empleado para la evaluación económica.
Fuente: Elaboración propia.

Se valoran tres tipos de bloques, atendiendo a su morfología:

- Bloque hueco machihembrado [C2]
- Bloque macizo [C1]
- Bloque hueco con junta lisa [C2]

Se valoran tres tipos de junta o proceso de unión:

- Junta polimérica impermeable
- Junta rellena de mortero
- Encofrado perdido de EPS

Para la solución en losa, se ha tomado un módulo de 7x2x0.3 metros como el que podría disponerse bajo vía simple. La unión entre módulos se ha evaluado como realizada con relleno de mortero.

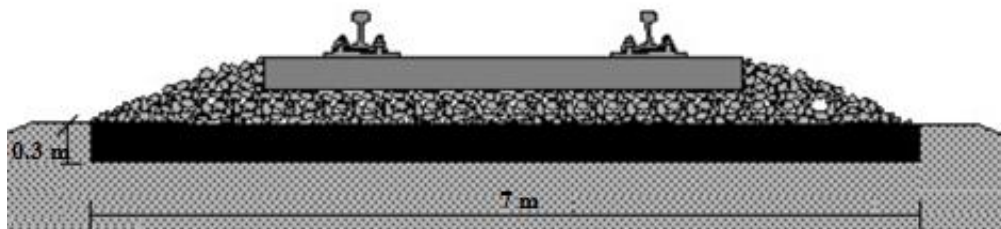


Figura 0.2 Dimensiones de losa tipo empleada para la evaluación económica.
Fuente: Elaboración propia.

Para el caso de solución maciza [C1], el coste ascendería a 92 €/m tomando de referencia 76'7€/m³ el precio del hormigón en masa.

Debido a que la morfología del bloque hueco machihembrado, no es un elemento que se encuentre en catálogos comerciales para las dimensiones dadas, se ha realizado una estimación en relación a la variación del precio según el volumen de la pieza. Para las dimensiones dadas, el coste por metro lineal de solución machihembrada [C2] se estima en 78 €/m.

La solución hueca de junta lisa [C2] rondaría los 53 €/m para un precio de 77'1 €/m³ de hormigón armado de las mismas características.

Se estima que, para las dimensiones de hueco dadas, el perímetro a cubrir por la junta polimérica se aproxime a los 4'4 metros que, a 8 €/m, suponen un incremento de 35 €/m sobre el coste de la junta lisa.

El relleno de mortero de cemento – 90 €/m³ - para el caso de la junta lisa, con un espesor de la misma considerado de 10 mm se estima en un sobre coste de 0'3 €/m.

El volumen necesario de EPS en un bloque de 30 cm de espesor que haga las funciones de encofrado perdido en el caso de junta lisa rellena con mortero, es de 0'18 m³. El precio estimado unitario es de 45 €/m³, lo que supone un sobre coste de 4 €/m sobre la solución de junta lisa rellena con mortero.

Por lo que respecta a la losa, el volumen necesario de hormigón es de 4'2 m³ para el módulo descrito anteriormente y el coste unitario asociado es de 162 €/m. Además, debe añadirse un sobre coste por relleno de juntas con mortero de 0'9 €/m.

Para poder comparar las tres medidas, se escogen los casos más representativos de cada una de lo que se espera sea una solución media, sin requerimientos especiales de impermeabilidad u otro tipo. Los casos escogidos son:

- **Solución C1:** Bloque macizo con junta rellena de mortero
- **Solución C2:**
 - Bloque hueco, junta lisa rellena de mortero y encofrado perdido de EPS.
 - Bloque hueco, junta lisa polimérica impermeabilizante.
- **Solución C3:** Losa de hormigón de 0'3 metros de espesor con junta rellena de mortero.

Sus costes estimados por metro lineal de vía, asociados exclusivamente a la fabricación del material, así como el ahorro que suponen frente a la medida menos económica son:

	€/m	% Ahorro
C1	92,3	43,3
C2 (EPS)	57	65,0
C2 (Imperm.)	70,5	56,7
C3	162.9	0.0

Figura 0.3. Comparación económica entre soluciones. Fuente: Elaboración propia

La solución C2 se perfila como la más económica debido a su ahorro de material pese a la mayor complejidad de sus juntas. La solución en losa se muestra como la más desfavorable económicamente por necesidad de un mayor aporte de material.

3.1.41. Análisis multicriterio (AHP)

El modelo AHP consiste en convertir la comprensión intuitiva de problemas complejos en un modelo organizado en niveles jerárquicos. Formalmente, el problema se descompone en tres niveles básicos: meta, criterios y alternativas. Conceptualmente el esquema a seguir es el siguiente:

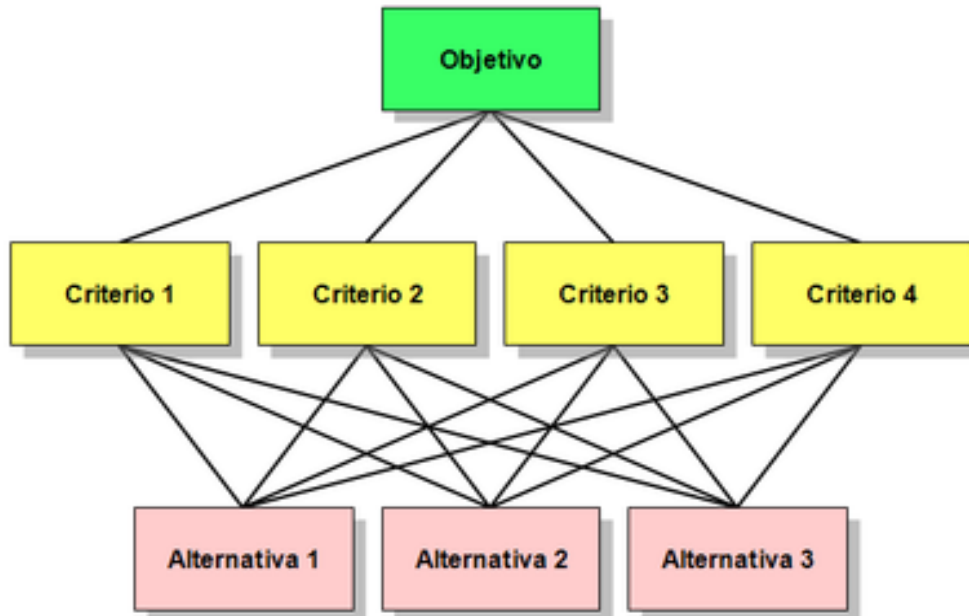


Figura 0.4. Diagrama conceptual del modelo AHP. Fuente: www.ubaguayana-io.blogspot.com.es

En nuestro caso, el objetivo es obtener la mejor solución global de bloque anti-onda para los criterios expuestos anteriormente.

Los criterios son:

- Nivel de atenuación -incremental-.
- Estabilidad de la vía
- Coste.

Las alternativas son:

- Bloque en zanja macizo [C1]
- Bloque en zanja hueco [C2]
- Losa maciza en capas de asiento [C3].

Una vez construido dicho modelo, se realizan comparaciones por pares entre dichos elementos y se atribuyen valores numéricos a las preferencias señaladas, entregando una síntesis de las mismas mediante la agregación de esos juicios parciales.

Dichos juicios se representan por valores numéricos basados en términos de preferencia, importancia o probabilidad. Se propone una escala numérica de 1 a 9 y su asignación se basa en los criterios siguientes:

Valor de par comparado ij	Interpretación
1	El criterio i y el criterio j son igual de importantes
3	El criterio i es ligeramente más importante que j
5	El criterio i es fuertemente más importante que j
7	El criterio i es muy fuertemente más importante que j
9	El criterio i es absolutamente más importante que j
Otros	Explicación
2,4,6,8	Valores intermedios de consenso
Intermedios de 0,1	Posibilidad de graduaciones más finas

Tabla 3.22 escala de preferencias del AHP. Fuente: Elaboración propia

Siguiendo la escala anterior, es posible elaborar matrices de comparación ‘ij’ tanto en los niveles de criterios como en los de alternativas.

Para el nivel de criterios, se han adoptado las siguientes preferencias:

		Criterios		
		P1: Nivel de atenuación	P2: Estabilidad de vía	P3: Economía
Criterios	P1: Nivel de atenuación	1,00	7,00	1,00
	P2: Estabilidad de vía	0,14	1,00	0,14
	P3: Economía	1,00	7,00	1,00

Tabla 3.23 Comparación de criterios por pares. Preferencias. Fuente: Elaboración propia.

El siguiente paso es normalizar los pesos asignados a la matriz anterior. Para ello, primero se debe sumar por columnas para así dividir cada valor entre la suma de su correspondiente columna, para después sumar los nuevos valores por filas y promediar estas sumas, es decir, dividimos la suma de cada fila entre el número de criterios comparados en la matriz, en nuestro caso 3.

El resultado es un vector fila que con los pesos normalizados del nivel jerárquico 2:

$$W_{n-2} = (0,47 \quad 0,07 \quad 0,47)$$

Se procede de igual modo a puntuar cada solución según cada uno de los criterios establecidos:

NIVEL DE ATENUACIÓN:

		Alternativas		
		C1	C2	C3
Alternativas	C1	1,00	1,50	9,00
	C2	0,67	1,00	8,50
	C3	0,11	0,12	1,00

Tabla 3.24 Comparación entre efectividad en la atenuación media de las soluciones.
Fuente: Elaboración propia.

$$W_{n-3} = (0,54 \ 0,41 \ 0,05)$$

ESTABILIDAD DE LA VÍA:

Estabilidad de vía				
		Alternativas		
		C1	C2	C3
Alternativas	C1	1,00	1,00	0,20
	C2	1,00	1,00	0,20
	C3	5,00	5,00	1,00

Tabla 3.25 Comparación entre la estabilidad de la vía de las soluciones.
Fuente: Elaboración propia.

$$W_{n-3} = (0,14 \ 0,14 \ 0,71)$$

ECONOMÍA:

Economía				
		Alternativas		
		C1	C2	C3
Alternativas	C1	1,00	0,20	5,00
	C2	5,00	1,00	9,00
	C3	0,20	0,11	1,00

Tabla 3.26 Comparación entre efectividad en la economía de las soluciones.
Fuente: Elaboración propia.

$$W_{n-3} = (0,22 \ 0,72 \ 0,06)$$

EVALUACIÓN GLOBAL: El modelo, hasta el momento ha resultado como se indica en el siguiente diagrama:

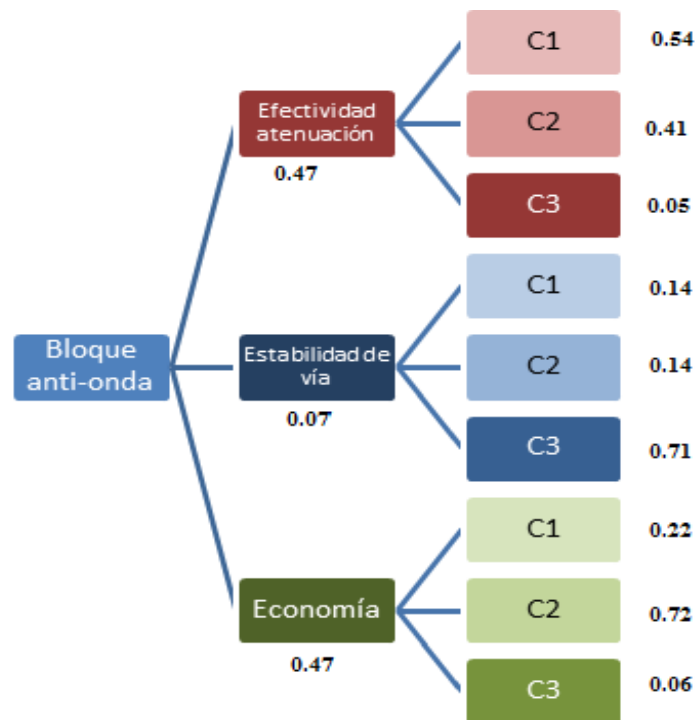


Figura 0.5 Diagrama de AHP. Pesos de criterios y alternativas. Fuente: Elaboración propia.

El resultado final para cada alternativa se obtiene como la suma de los productos del peso de cada alternativa por el de cada criterio. Por ejemplo:

$$\text{Alternativa C1} = 0'54 \cdot 0'47 + 0'14 \cdot 0'07 + 0'22 \cdot 0'47 = 0'37$$

Para las otras dos alternativas, se obtiene:

$$\text{Alternativa C2} = 0'54$$

$$\text{Alternativa C3} = 0'10$$

Los resultados obtenidos muestran a la alternativa C2 – bloque macizo hueco - como la mejor posicionada de entre las tres posibles. Se trata de una solución muy equilibrada que combina buenos resultados en todos los escenarios procesados, ligera mejora en la estabilidad de vía respecto a la solución C0 y, con diferencia, el menor coste. La ejecución de juntas con relleno de mortero y encofrado relleno de EPS se postula como una muy buena alternativa desde el punto de vista de la aplicabilidad ya que no requiere operaciones complejas pese a albergar un hueco en su interior.

4. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LOS BANCOS DE PRUEBAS

La metodología de evaluación del comportamiento de los bloques anti-onda deberá ser coherente con la adoptada para el modelo numérico por lo que la morfología del banco de pruebas deberá serlo también respecto a lo planteado en él.

DEFINICIÓN DE LOS CASOS DE CARGA

4.1.1. Material rodante

El parque móvil de Metrovalencia está formado por vehículos Vossloh Serie 4300. Según [1 – tesis metro], FGV dispone de un total de 62 unidades – 42 de cuatro coches y 20 de cinco coches – distribuidas por toda la red.

Su numeración permite identificar la unidad fácilmente desde el exterior y clasificarla según su configuración:

- Las unidades de la serie 4301 a 4330 y de 4351 a 4362 cuentan con 4 coches y configuración:

Motor (M) + Remolque (R) + Remolque (R) + Motor (M)



- Las unidades de la serie 4331 a 4350 cuentan con 5 vehículos con configuración:

(M) + (R) + (Rm) Remolque motriz + (R) + (M)



Figura 0.1 Unidades de la Serie 4300 de Vossloh empleadas por Metrovalencia. Fuente: (197)

La longitud total de las unidades de 4 coches es de 60.25 metros, y 75 metros para las de 5 vehículos, siendo el ancho de 2.55 metros y la altura de 4.05 metros (1.15 metros a plataforma). Su velocidad máxima es de 80 km/h. Los esfuerzos máximos de tracción y de freno eléctricos son de 20 kN por motor (197). El radio mínimo de giro en planta es de 80 metros y se alimentan a 1500 V. Tienen capacidad para 588 pasajeros (4 coches) y 750 pasajeros (5 coches). La carga máxima por eje es de 11 Tn.

Puesto que las mediciones se **realizan sobre el paso de tráfico real** durante un intervalo de varias horas, las condiciones de velocidad y carga – incluso su distribución dentro del propio tren – varían. Los valores de carga y velocidad de aproximación para cada tren no es posible conocerlos al no tratarse de la monitorización de trenes experimentales perfectamente caracterizados. Es por ello que no se ejecuta un ‘banco de pruebas’ como tal, sino que se aplica realmente la solución y se miden sus efectos sobre un tráfico con alta frecuencia de paso y presumible variabilidad de carga – fluctuaciones propias de la demanda diaria -.



Figura 0.2 Unidad de la Serie 4300 de Vossloh. Fuente: FGV

4.1.2. Vía

Por otra parte, el tramo a monitorizar cuenta con vía doble para dar servicio a los vehículos con sentido Valencia-Torrente y viceversa. Además, entre ambas se ubica un cambio para cada sentido que permite la conexión entre ellas – durante las mediciones ningún tren maniobró en él y siempre se mantuvo el sentido original de la marcha -.

La vía es de ancho métrico, el emparrillado descansa sobre balasto y cuenta con traviesas monobloque de hormigón. En la línea de estudio, el rail se constituye como barra larga soldada, luego la única discontinuidad apreciable en él ‘a priori’ es la debida al cambio.



Figura 0.3 Presencia de cambio en la zona de estudio. Fuente: Elaboración propia.

Además, existe un segundo cambio, ubicado en la vía de sentido Torrente que permite la salida de los vehículos a una tercera vía previa al acceso a la estación. Este segundo cambio se encuentra en curva y a una distancia aproximada de 30 metros del área de estudio. Aun así, debe ser tenido en cuenta para la posterior interpretación de resultados.

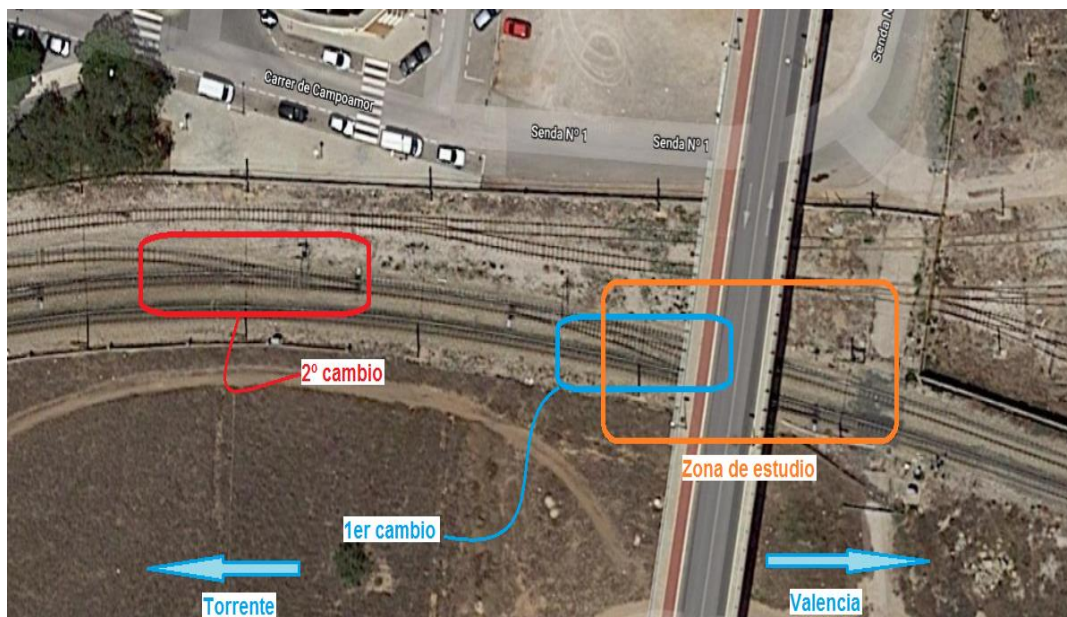


Figura 0.4 Discontinuidades en el carril que pueden afectar a la zona de estudio. Fuente: Elaboración propia.

4.1.3. Casos de carga

Una vez conocido el entorno del tramo de pruebas y las características de los vehículos que por el transitarán, es posible distinguir tres situaciones de excitación distintas en función de la posición del vehículo durante la medición:

- Caso 1: Trenes con sentido Valencia-Torrente (denominados a efectos del estudio como 'TOR').
- Caso 2: Trenes con sentido Torrente-Valencia (denominados como 'VAL')
- Caso 3: Aquellos registros en cuya medición se crucen trenes en ambos sentidos simultáneamente o en un breve intervalo de tiempo (denominados como 'CRU')

Puesto que los bloques anti-onda únicamente se dispondrán en el flanco de la vía más próximo a los antiguos talleres por mejor disponibilidad de espacio (más próximos a la vía con sentido Valencia-Torrente; orientación norte), la propagación de ondas también se estudiará en el lado norte.

4.1.4. Diseño de la red de sensores

4.1.4.1. Sensores

Se emplean 12 acelerómetros piezoeléctricos de alta resolución (IEPE) KS77C10 de MMF:



Figura 0.5 Sensores montados en base triaxial (izq) y aislado (dcha).
Fuente: Elaboración propia (izq) y MMF (dcha.).

4.1.4.2. Ubicación de los sensores

Durante ambas jornadas, la mesa de control desde la cual los técnicos controlarán el transcurso de la misma y tomarán las mediciones se ubicará sobre las vías en desuso del antiguo acceso a talleres, a más de 5 metros de distancia del pie de la banqueta de balasto de la vía de registro.

En ambas jornadas de registro se dispondrán dos secciones de control muy próximas entre sí (1-2 metros), donde se medirán las vibraciones mediante los

mencionados acelerómetros tanto en carril como en terreno (estudio de la propagación). Dichas secciones de control serán transversales al sentido de avance de la vía y contarán con la siguiente disposición:

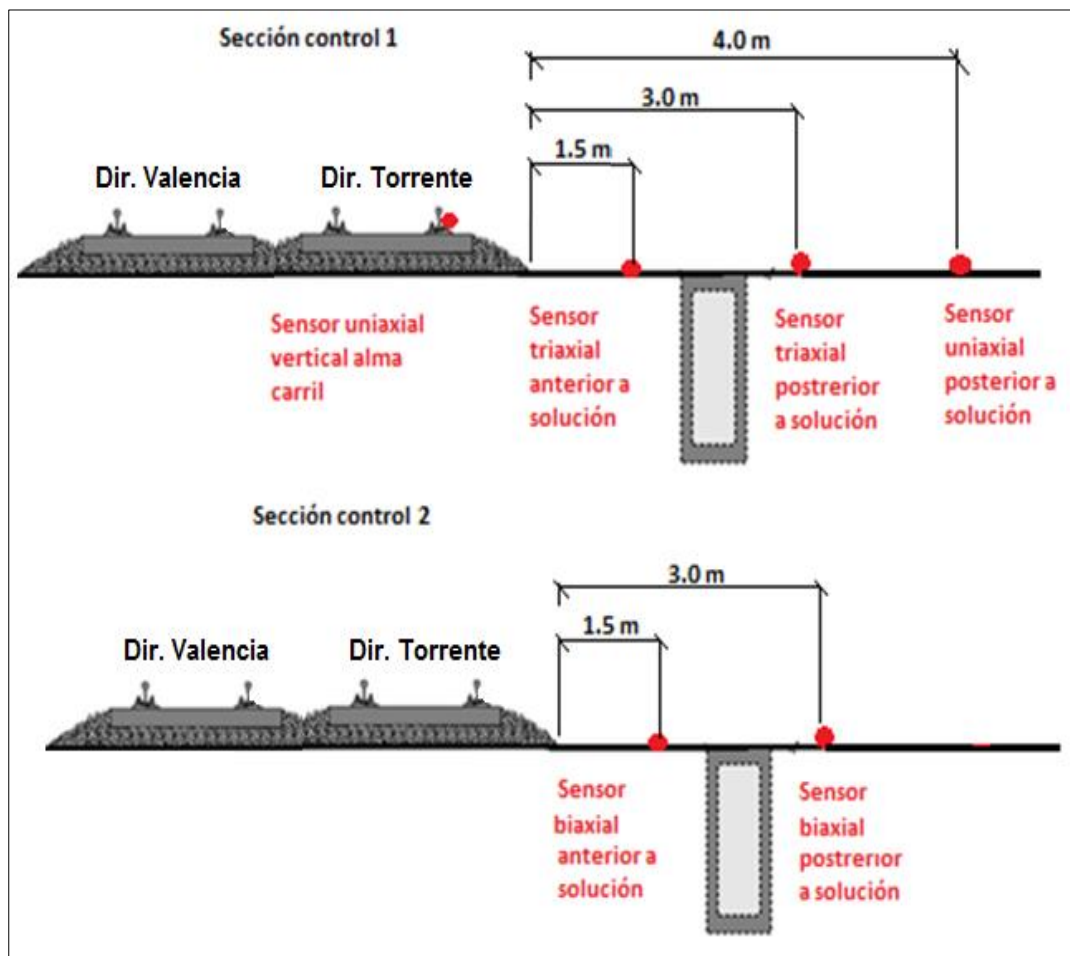


Figura 0.6 Esquema de distribución de sensores en las secciones de control planteadas.
Fuente: Elaboración propia.

Distinguiendo entre ambas jornadas de registro, la distribución en planta de la campaña resulta:

1ª Campaña de registros (sin solución AVIF aplicada) – DICIEMBRE 2017



2ª Campaña de registros (con solución AVIF aplicada) – ENERO 2018



Figura 0.7 Esquema en planta de la distribución de elementos para las campañas de registro.

Fuente: Elaboración propia.

Respecto a la utilización de acelerómetros biaxiales o triaxiales, los sensores escogidos, pese a ser uniaxiales, pueden ser montados en bases tridimensionales

que permitan alcanzar estas configuraciones (véase figura 4.1.5.). Por lo tanto, resulta:

Sección 1:

- Acelerómetro **uniaxial vertical en carril** de vía con dirección a Torrente: encargado de determinar la excitación que provoca el tren a su paso sobre el carril. Caracteriza la FUENTE de emisión de vibraciones. Se sitúa adherido magnéticamente al alma del carril mediante un imán de boro neodimio.



Figura 0.8 Acelerómetro vertical uniaxial en alma de carril. Fuente: Elaboración propia.

- Dos **sensores triaxiales en terreno**: encargados de determinar la excitación que llega al terreno (más próximo a la vía) y de cómo esta se transmite con y sin solución (el más alejado de la vía). Se disponen sobre estacas de acero lisas de 18 mm de diámetro, de 40 centímetros de longitud, hincadas en el terreno. Se emplean las bases tridimensionales para solidarizar tres sensores uniaxiales. El hincado de las estacas se realiza de forma manual.



Figura 0.9 Sensor triaxial en terreno (izq.) y estaca de acero soporte (dcha.).
Fuente: Elaboración propia.

- **Sensor uniaxial vertical en antigua vía de acceso**: a falta de cimentaciones próximas o estructuras que pudieran verse afectadas por las vibraciones en

las proximidades de la vía, se opta por disponer un sensor vertical sobre uno de los carriles para observar la respuesta de las vibraciones en un elemento sobre el terreno.

Sección 2:

- Dos **sensores biaxiales en terreno**: encargados de determinar la excitación que llega al terreno (más próximo a la vía) y de cómo esta se transmite con y sin solución (el más alejado de la vía). Su función principal es proporcionar apoyo en la medición de vibraciones verticales y transversales a vía de las mediciones registradas en los triaxiales de terreno de la Sección 1. Debe tenerse en cuenta que, una vez instalados y mientras el tráfico ferroviario esté abierto, no puede modificarse manualmente la configuración de los sensores o su posición. Es por ello que se decide disponer esta segunda pareja de sensores de modo que puedan **prevenirse incidencias y además, contrastar** posteriormente los registros obtenidos en la Sección 1. Las estacas empleadas, soporte e hincado son idénticos a sus homólogos de la Sección 1.

4.1.4.3. *Adquisidor de datos*

Para el desarrollo del sistema se requiere la utilización de un sistema de adquisición de datos (marca SIRIUS) pensado para la adquisición de datos por USB. Es un sistema modular que permite configurar el número y tipo de canales aislados y no aislados, desde 2 a 1000 canales, según la necesidad del ensayo. Estos canales pueden acondicionar todo tipo de señales (198).



Figura 0.10 ADQ SIRIUS . Fuente: DEWESOFT

Los módulos de adquisición de datos ACC y ACC+ para el sistema SIRIUS, están pensados para la monitorización y registro de señales procedentes de sensores piezoeléctricos como acelerómetros. Estos módulos pueden contar con 8 canales IEPE como los ACC o de 6 canales IEPE + 2 contadores, como en el caso de los ACC+ (198).

4.1.4.4. *Determinación de los mecanismos de excitación*

Debido a que las vibraciones van a ser medidas como aceleraciones – según se ha descrito en el apartado anterior – en el entorno de una vía con tráfico y en condiciones de operación reales y no se ha establecido un ‘banco de pruebas’ como tal que simule la acción de un tren, los mecanismos de excitación únicamente corresponden a la circulación de cada uno de los vehículos en el momento del registro.

Este aspecto está íntimamente relacionado con el planteamiento de los tres casos de carga expuestos. Se distinguen tres tipos de excitación distintas según la posición del tren respecto a los sensores:

- Caso 1 (TOR): Se trata de aquéllos trenes que circulan sobre el carril instrumentado con el sensor vertical en el alma en la Sección 1. Es decir, el foco de excitación **actúa directamente** sobre la vía que se considera como ‘fuente’ emisora de vibraciones. Se espera que la amplitud de aceleraciones registrada sea muy elevada – del orden de decenas de g’s en el carril -. Es el caso de carga más parecido a las simulaciones numéricas realizadas. **Cada tren supone un registro nuevo diferente.**
- Caso 2 (VAL): Se trata de aquéllos trenes que circulan por la vía contigua a la instrumentada. Es decir, el foco de excitación **NO actúa directamente** sobre la vía considerada como ‘fuente’ emisora. Se espera que la amplitud de aceleraciones registradas sea inferior al caso anterior – inferior a 10 g’s -. Estrictamente, en estos casos no hay un punto ‘fuente’, sino que todos los sensores están ubicados en la región de propagación de la vibración. **Cada tren supone un nuevo registro diferente.**
- Caso 3 (CRU): Se trata de aquéllos trenes que coincidan, uno en cada sentido, en las secciones de control – o sus proximidades – durante el intervalo de tiempo de registro. Es decir, actúan dos fuentes de excitación, **directa e indirectamente** sobre el rail instrumentado. Se espera que la amplitud de aceleraciones sea también muy elevada en este caso. **Cada dos trenes supone un nuevo registro diferente.**

Respecto a las excitaciones debidas a discontinuidades en la vía, imperfecciones, daños, desgaste, etc. debe tenerse en cuenta que no se ha tenido acceso a información relevante ni se ha realizado un estudio detallado previo sobre la localización de dichos puntos. Sí se ha realizado una comprobación visual del entorno así como una detección de posibles elementos u aspectos que pudieran influir en la respuesta vibratoria:

- Desvíos (ya mencionados)
- Curva del trazado (en las proximidades de la zona de registro) y su respectivo peralte.
- Semáforo que regula el acceso a la estación en las proximidades de la zona de medida (afecta a la velocidad de entrada de los trenes en las secciones de control) para los vehículos TOR.



Figura 0.11. Vehículo detenido en las proximidades del área de registro en dirección Torrent (izq.) y curva entre el área de medida y la estación (dcha.). Fuente: Elaboración propia.

CONSTRUCCIÓN DE LOS BANCOS DE PRUEBA

4.1.5. Localización del banco de pruebas

La ubicación escogida corresponde a un tramo de vía doble sobre balasto, de ancho métrico y traviesas monobloque de hormigón propiedad de 'Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana (FGV)'. Dicho tramo se encuentra en el municipio de Torrente (Valencia), en las proximidades de su estación homónima.



Figura 0.1 Localización del tramo de pruebas. Fuente: Elaboración propia a partir de Google.

El emplazamiento para disponer los bloques anti-onda se encuentra entre el antiguo acceso a la playa de vías de los antiguos talleres de FGV – ahora reconvertido en el ‘Taller d’Història Ferroviària’ – y las vías que dan servicio a las Líneas 1, 2 y 7 de Metrovalencia.



Figura 0.2 Ubicación de los bloques anti-onda. Fuente: Elaboración propia a partir de Google.

Los motivos de acuerdo con FGV para la determinación de este emplazamiento son la disponibilidad de un amplio espacio para la manipulación y acopio de los bloques, así como para poder realizar las mediciones en condiciones seguras y sin afectar al normal tránsito ferroviario.

Además, al tratarse de vía doble, se llegan a alcanzar frecuencias de paso inferiores a los dos minutos por vehículo en cualquiera de los dos sentidos durante las horas punta – principalmente a primera hora de la mañana, de 6:00 a 8:00 -.

Por otra parte, debido a su proximidad con un municipio del área metropolitana de Valencia garantiza accesibilidad y conexión próxima con vías rápidas de transporte por carretera. Además, el hecho de trabajar en un antiguo acceso a talleres implica una muy reducida necesidad de adaptación del terreno a la solución, puesto que no son requeridos ni la elaboración de viales ni el desbroce ni regularización del terreno, únicamente la excavación de la zanja para alojamiento de los bloques.



Figura 0.3 Excavación de zanja para disposición de bloques anti-onda; acopio de bloques sobre las vías del antiguo acceso a talleres. Fuente: Elaboración propia.

4.1.6. Materiales, personal y medios necesarios

4.1.6.1. *Instalación de los bloques*

En lo que se refiere a las operaciones de transporte, manipulación, acopio e instalación, el diseño de los bloques ha jugado un papel fundamental para la simplificación de las mismas. Debe recordarse que la solución escogida, atendiendo a los criterios de predicción de la respuesta del modelo numérico, consiste en bloques huecos de hormigón armado – marcos – de 1.20 metros de alto, 2 metros de largo y 0.50 metros de ancho con un espesor constante de paredes de 10 centímetros.

Para la **manipulación en obra**, es suficiente con el empleo de una miniexcavadora con capacidad de carga superior a 1500 kg y cabezal intercambiable.

El diseño hueco de las piezas permite el paso de eslingas a su través de modo que puedan ser alzadas y transportadas por la propia máquina de excavación. Para su correcta manipulación deben evitarse impactos u oscilaciones bruscas que deterioren la pieza o pongan en peligro al personal/equipos intervinientes.



Figura 0.4 Empleo de una miniexcavadora para la ejecución de la zanja y manipulación de los bloques. Fuente: Elaboración propia.

Los espesores de las paredes, así como el armado se han diseñado para soportar adecuadamente las operaciones de carga y descarga.



Figura 0.5 Manipulación e instalación con miniexcavadora. Fuente: Elaboración propia.

Los trabajos de instalación de bloques e instrumentación se realizarán en horario nocturno (00:30 a 04:45 horas), aprovechando el cese de servicio para evitar su alteración y los riesgos propios del trabajo en vía. Se instalan un total de 13 bloques, lo que equivale a una longitud mínima de zanja de 26 metros.

4.1.6.2. *Planificación de la campaña*

Como se mencionó anteriormente, para evitar afecciones al normal servicio de Metrovalencia, los trabajos de instalación se realizan por la noche. Se organizan tres jornadas distintas.

En la primera, se realiza la instrumentación del tramo **sin la instalación de los bloques**. Se toman registros posteriormente, una vez se reanude el servicio por la mañana. Se obtiene un primer set de datos de referencia que servirá para contrastar con los resultados de la última jornada.

La segunda jornada se dedica a ejecutar la zanja e instalar parte de los bloques (7 de los 13 totales). Una vez dispuestos adecuadamente, se procede al relleno de la misma de modo que no quede descubierta durante el tránsito de los vehículos durante el servicio siguiente.

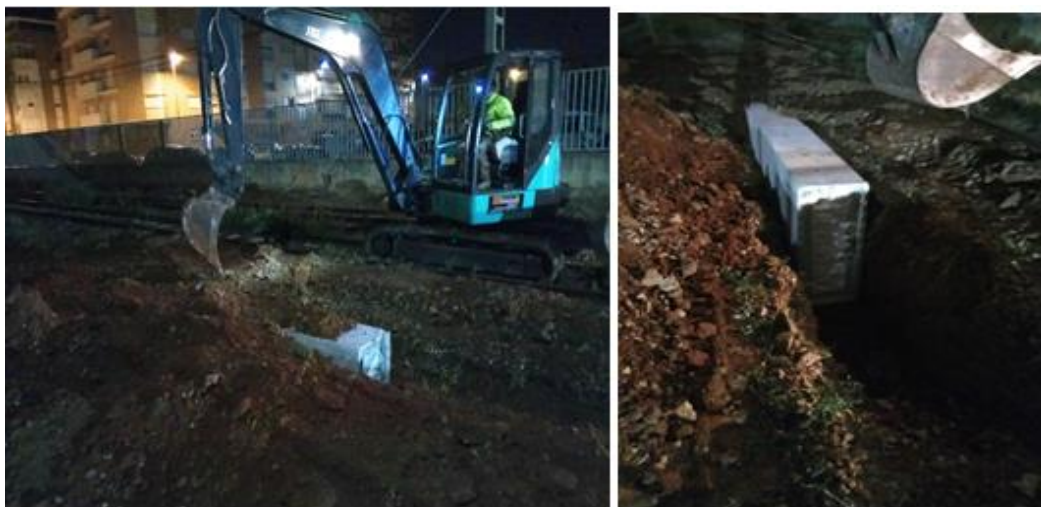


Figura 0.6 Excavación y cierre simultaneo de la zanja. Fuente: Elaboración propia.

La tercera jornada se dedica a la finalización de la zanja e instalación de bloques. Además, se vuelve a instalar la red de sensores y sistema de adquisición – como se detallará más adelante -. Debido al ajustado margen horario para completar el proceso y a la importancia de no sufrir retrasos, resulta fundamental realizar el cierre de la zanja a medida que se va avanzando – cada dos-tres bloques dispuestos, deben cubrirse -, de modo que se tenga libre acceso para la disposición del equipo de monitorización simultáneamente a la excavación y colocación de los bloques restantes.

A la mañana siguiente, desde primera hora y una vez reanudado el servicio, **se toman registros de nuevo, pero esta vez con los bloques ya instalados.** Este segundo set de registros permite evaluar el efecto real de la solución.



Figura 0.7 Finalización de la disposición de bloques, Cierre de zanja.
Fuente: Elaboración propia.

Durante el montaje de sensores en la primera jornada, se establecen referencias sobre la ubicación de los sensores puesto que deberá medirse el efecto de la vibración en los mismos puntos si se desea realizar un contraste veraz entre ambos registros.

4.1.7. Construcción de los módulos

ACCIONES PARA EL DIMENSIONAMIENTO

Puesto que se propone una solución en forma de bloque hueco de hormigón, se buscará maximizar la profundidad cumpliendo los condicionantes del apartado anterior y disminuir la distancia – ya que, como se observa, para este tipo de solución la distancia resulta desfavorable en la respuesta -. Si se desea evitar la entibación, la profundidad de la zanja a excavar **en terreno competente, no debe superar 1.30 metros de profundidad.** Así se indica en la “NTP 278: prevención del desprendimiento de tierras”, aplicable para zanjas de anchura inferior a 2 metros y profundidad no mayor de 7 metros. Puesto que se considera la posibilidad de requerir el vertido previo de hormigón de nivelación, **el canto total de las piezas será de 1.20 metros.**

Por otra parte, los anchos comerciales menores de una retroexcavadora media suelen ser entre 450 y 600 mm aproximadamente. Es por ello que el ancho propuesto inicialmente en los primeros cálculos resulta adecuado – **500 mm** más relleno posterior-.

Por lo que respecta al espesor de las paredes, se ha realizado una estimación, para las dimensiones anteriores, de las exigencias estructurales de la pieza, tomando como acciones:

- ❖ **Sobrecarga superior** en forma de presión uniformemente distribuida sobre la ‘tapa’ del cajón, 1 MPa. Simulando la acción del **neumático de un vehículo pesado** a la máxima presión de hinchado de ruedas admisible habitual para este tipo de vehículos. Dimensionamiento de espesor superior.
- ❖ **Empuje lateral de tierras** tomando como coeficiente al reposo $k_0=0.5$ y densidad del terreno 2300 kg/m^3 .
- ❖ Requisitos de **recubrimiento por durabilidad** para un armado mínimo según ambiente XC2 del **Eurocódigo 2** – húmedo, en contacto habitual con agua, mayoría de cimentaciones – de corrosión por cloruros, clase estructural S3 – 50 años de vida y cemento adecuado - y con una tolerancia de recubrimiento de 10 mm – elementos prefabricados con control intenso -. Aplicable a todos los espesores.
- ❖ **Elevación y transporte** del módulo como elemento biapoyado en sus extremos – supóngase dos correas o anclajes para elevación dispuestos en los extremos frontal y dorsal de la pieza -. Resistencia a peso propio únicamente.
- ❖ Considerando, del lado de la seguridad, cada una de las paredes como **simplemente apoyadas** en sus contornos resistiendo íntegramente su acción correspondiente.

La resistencia característica del material tanto a compresión como a tracción se ha obtenido de los ensayos de laboratorio y son:

Compresión: $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

Tracción: $f_{ct} = 3 \text{ MPa}$

Se emplea como **coeficiente de seguridad** de minoración de la resistencia del material un valor **de 1'5** correspondiente al Art. 2.4.2.4 del EC2.

Los requerimientos de espesor mínimo, sólo atendiendo a resistencia del hormigón y recubrimientos de un armado mínimo son:

- ❖ Paredes laterales:
 - Por resistencia a flexión del empuje de tierras: 50 mm
 - Recubrimientos mínimos desde ambas caras: **25 mm** (espesor mínimo de $2 \times 25 + \Phi$ armado > 50 mm)
- ❖ Pared superior o 'tapa':
 - Por resistencia a vehículo pesado: **250 mm**
 - Por recubrimientos: > 50 mm
- ❖ Pared inferior o 'fondo':
 - Por recubrimientos: > 50 mm

Puesto que se trata de un prototipo, sobre el cual se tendrá que realizar un estudio más preciso de optimización de costes, cuantía mínima de armado a considerar y otros aspectos más propios de la prefabricación que del propio funcionamiento de la solución en sí, se va a disponer una sección inicial con espesor **constante en paredes de 100 mm** ya que no se espera que la acción más desfavorable – vehículo pesado estacionado sobre la tapa – ocurra durante el desarrollo de la prueba. En cualquier caso, se ha buscado dar unos primeros criterios de diseño que sirvan de punto de partida para una futura optimización de la sección.

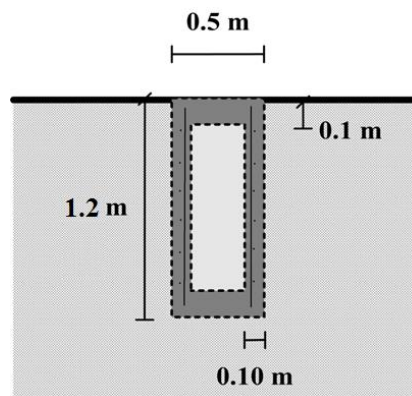


Figura 0.8 Sección tipo del módulo hueco en zanja a implantar en el banco de pruebas.
Fuente: Elaboración propia.

La última acción a comprobar, el transporte, para una **longitud del módulo de 2 metros**, solicitada a peso propio y biapoyada en sus extremos arroja una cifra de menos de 0'1 MPa a tracción en la fibra más solicitada, lo que indica que cumple muy holgadamente con esta acción. En este caso, podría aumentarse considerablemente la longitud del módulo pero dificultaría su transporte y manipulación. Es por ello que, para las dimensiones dadas, se espera que la **integridad del elemento durante la prueba esté garantizada**.

ARMADO

Las acciones que principalmente van a inferir en la disposición del armado son la fisuración – a largo plazo – y, sobre todo, el proceso de carga-descarga. Para las dimensiones dadas anteriormente, se espera que el propio hormigón, en ausencia de armado, pudiera resistir por sí sólo las solicitaciones de la puesta en obra. En cualquier caso, tanto la EHE-08 como el EC-2 exigen un armado mínimo que garantice la durabilidad de la pieza – control de la fisuración -, así como evitar posibles roturas frágiles durante la manipulación de las piezas. Además, disponer un armado mínimo permite aumentar el margen de seguridad respecto a las acciones previstas durante la puesta en obra, donde la propia manipulación de las piezas puede inducir en ellas sobrecargas dinámicas no contempladas en el diseño – si no se realiza una adecuada instalación -.

Se realiza a continuación una propuesta de armado, atendiendo a los citados criterios normativos. Dicha propuesta podrá ser modificada a criterio del prefabricador, en base a otras observaciones que considere oportunas, mejoras en el proceso productivo, adaptación a elementos auxiliares a disponer, etc. Se pretende dar únicamente, una base de partida de cara a desarrollar los prototipos para la futura campaña de mediciones y no una solución de armado definitiva para su comercialización.

Con todo lo anterior, el procedimiento que se ha seguido para el dimensionamiento del armado ha sido el siguiente:

- El cálculo se ha llevado a cabo como si de un elemento estructural **tipo viga** se tratase – a efectos normativos -.

- Las acciones descritas para el cálculo, así como las propiedades del material empleadas son las indicadas en el apartado 3.1. Para condiciones de viga biapoyada de 2 metros de luz el **flexor máximo a resistir es 3'75 kNm**. El cortante máximo se da en apoyos y es de **7'5 kN**.
- Se ha considerado armado con acero corrugado **B 500 S** – resistencia característica 500 MPa -.

Los resultados obtenidos, para los datos anteriores son:

- Armado longitudinal superior (compresión)

DIMENSIONAMIENTO. RESISTENCIA DE LA SECCIÓN		
As'	0 m ²	0 cm ²

COMPROBACIÓN DE MÍNIMOS		(vigas)
Recomendación de As', mín	EHE 08	
As', mín	3,28608 cm ²	

Tabla 0.1 Exigencias estructurales y por mínimos de la armadura a compresión en vigas.
Fuente: Elaboración propia

Se resuelve disponiendo **5Φ10** (3'92 cm²) longitudinalmente en la cara superior.

- Armado longitudinal inferior (tracción)

DIMENSIONAMIENTO. RESISTENCIA DE LA SECCIÓN		
As	7,50163E-06 m ²	0,075016 cm ²

COMPROBACIÓN DE MÍNIMOS		(vigas)
Armadura mínima en tracción por control de la fisuración	EN 1992-1-1 2004 (7.3.2)	
As, mín	5,26081373 cm ²	
Armadura mínima en tracción para evitar la rotura frágil	EN 1992-1-1 2004 (9.2.1.1)	
As, mín	5,429429554 cm ²	
As, máx	156,48 cm ²	

Tabla 0.2 Exigencias estructurales y por mínimos de la armadura a tracción en vigas.
Fuente: Elaboración propia

Se resuelve disponiendo **5Φ12** (5'65 cm²) longitudinalmente en la cara inferior.

- Cercos

Pese a no requerir armadura de cortante, se establece una cuantía mínima geométrica – art. (6.2.1 (8)) de EN 1992-1-1 – a disponer como cercos. En este caso,

el mínimo exigido es de $7'72 \text{ cm}^2/\text{m}^2$. Se resuelve disponiendo **cercos de $\Phi 8$** con una **separación longitudinal de 250 mm**.

- Armadura de piel

Para vigas de más de 1000 mm de canto, según el artículo Art. 7.3.3. (3) de EN 1992-1-1, será necesario, para las dimensiones dadas, distribuir un mínimo de $4'35 \text{ cm}^2$ en toda la pieza. Se resuelve con la disposición de **$3\Phi 10$** con una separación de 300 mm en cada pared lateral, de forma longitudinal.

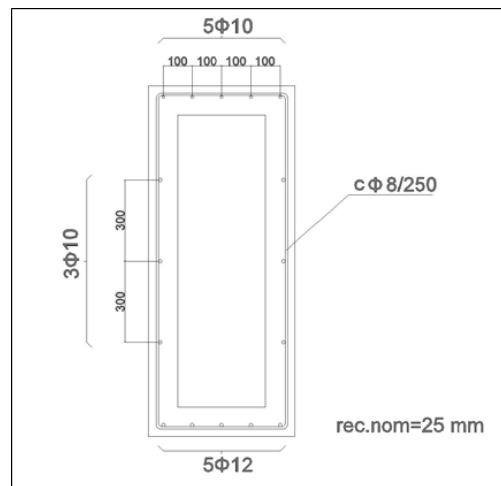


Figura 0.9 Propuesta de armado para la solución de módulos en zanja hueca.
Fuente: Elaboración propia.

En lo que se refiere a la construcción, se ha realizado acorde a lo aquí dispuesto, con un relleno de poliestireno expandido en el interior del módulo a modo de encofrado perdido, el cual ha debido retirarse parcialmente en obra para poder disponer las eslingas de elevación.



Figura 0.10 Acopio de bloques en obra. Fuente: Elaboración propia.

4.1.8. Montaje del tramo de pruebas

Se exponen, a continuación, los aspectos más relevantes experimentados durante el montaje del tramo de pruebas.

INSTALACIÓN DE LOS BLOQUES

Uno de los aspectos que más dificultades ha presentado ha sido el del correcto encaje del machihembrado de los bloques. La manipulación de los mismos para conseguir un adecuado encaje y evitar la discontinuidad de la barrera se ha mostrado como la tarea más delicada del proceso.



Figura 0.11 Ejecución de la barrera de bloques anti-onda. Fuente: Elaboración propia



Figura 0.12 Colocación del último bloque del tramo de pruebas. Necesidad de un guiado preciso y cuidadoso. Fuente: Elaboración propia.

Ha sido necesario un cuidadoso proceso de guiado de las piezas hasta su posición final. Cualquier impacto en los vértices o en los rebordes del machihembrado puede originar daños en las piezas.

INSTALACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación no requiere el uso de herramientas o medios especiales. El equipo de adquisición de datos (SIRIUS) cuenta con todos los cables, conectores y adaptadores necesarios para disponer los acelerómetros en la configuración indicada.

Debe tenerse especial precaución en resguardar de la humedad ambiental, polvo y arena los conectores de los módulos de adquisición. Pueden utilizarse plásticos para este fin.



Figura 0.13 Disposición de tubos de plástico corrugado como envoltente de los cables de los sensores para protección de cortes, impactos y humedad. Fuente: Elaboración propia.

CAMPAÑA DE MEDICIONES Y OBTENCIÓN DE RESULTADOS

4.1.9. Aplicación de los casos de carga

Las condiciones de carga de cada vehículo eran desconocidas debido a la variabilidad horaria y al desconocimiento del número de pasajeros de cada vehículo. La velocidad de tránsito tampoco resultaba ser un dato conocido, pero, debido a que la zona de medición se encontraba en las proximidades de una estación de parada obligatoria para vehículos, se estima que en ningún caso se superó los 50 km/h –recuérdese que se simularon varios casos de carga con velocidad de circulación 50 km/h -.



Figura 0.1. Registros y conteo manual en las campañas de diciembre y enero. Caso 1 (izq.) y Caso 2 (dcha.). Fuente: Elaboración propia.

La clasificación de los vehículos para el posterior tratamiento de datos dentro de los tres casos mencionados se realizó mediante conteo manual en un estadillo, donde se incluían:

- Hora del registro
- Identificación del vehículo mediante su número de serie: 43XX {todos pertenecen a la serie 4300 de Vossloh y 'XX' indica la unidad concreta dentro de la serie, desde el 01 hasta el 62}
- Número de coches por unidad: 4 ó 5.
- Dirección Valencia, Torrente, o si se cruzaban {Correspondencia directa con el caso de carga}
- Observaciones que se pudieran realizar {anomalías o detalles que pudieran resultar relevantes durante el análisis la nomenclatura interna con la que se registraba cada medición en el adquisidor}.

La primera jornada de mediciones – sin haber instalado aún la solución -, se realizaron un total de 43 registros entre los tres casos posibles.

Por su parte, la segunda jornada de mediciones – habiendo instalado ya los bloques anti-onda – se tomaron un total de 71 mediciones entre las 6:24 h y las 10:00 h del mismo día.

Hora	Nº registro	Tipo tren	Dirección de avance	Observaciones
10:34	4314	4	VAL	TEST 2
10:36	4349	4	VAL	TEST 2
10:38	4309	4	VAL	TEST2-0000
10:39	4308	4	TOR	TEST2-0001
10:44	4308	4	VAL	TEST2-0002
10:45	4328	4	TOR	TEST2-0003
10:49	4343	5	X	TEST2-0004
10:49	4329	5	X	TEST2-0004
10:52	4321	4	VAL	TEST2-0005
10:59	4311	4	VAL	TEST2-0006 (8:52:11)
11:00	4310	4	TOR	TEST2-0007 (8:53:39)
11:04	4347	5	VAL	TEST2-0008 (8:56:58)
11:05	4345	5	TOR	" "
11:07	4328	4	VAL	TEST2-0009 (9:00:00)
	4327	4	TOR	" "
11:15	4303	4	TOR	TEST2-0010 (9:08:10)
11:17	4307	4	VAL	TEST2-0011 (9:10:20)

Hora	Nº registro	Tipo tren	Dirección de avance	Observaciones
7:19	4343	5	VAL	15
7:21	4332	5	TOR	16
7:22	4329	4	VAL	17
7:24	4307		TOR	18
7:30	4324	4	TOR	19
7:32	4326	4	VAL	20
7:34	4320	5	VAL	21
7:36	4350	5	TOR	22
7:37	4322	4	VAL	23
7:39	4317	4	VAL	24
7:40	4318	4	TOR	25
7:46	4323	4	TOR	26
7:49	4308	5	VAL	27
7:50	4350	5	TOR	28
7:52	4324	4	VAL	29
7:5	4330	4	TOR	30

Figura 0.2. Estadillos de conteo manual de las campañas de diciembre y enero.
Fuente: Elaboración propia.

El hecho de tomar registros en plena vía, bajo condiciones reales de circulación, imposibilitaba conocer la carga por eje y velocidad exacta de circulación de los vehículos. No se ha planteado el tratamiento de resultados desde un punto de vista individual ‘vehículo a vehículo’, sino que, como se verá más adelante, se han agrupado todos los vehículos según su caso de carga y se ha trabajado sobre sus valores ponderados ‘caso a caso’. Este planteamiento resulta razonable puesto que la solución busca ser duradera en el tiempo y **actuar durante numerosos ciclos de carga** – décadas -. Es por ello que el efecto atenuador sobre el paso de un único vehículo resulta insignificante respecto al beneficio promedio que pueda suponer a lo largo de años – millones de ciclos de carga -.

Una vez aclarado lo anterior, cabe mencionar que el análisis se realizará desde una perspectiva de **reducción de vibraciones en términos máximos absolutos** – tratamiento llevado a cabo en el dominio del tiempo – y **reducción de vibraciones en bandas de frecuencia** – donde se buscará cómo se distribuye la atenuación dentro del amplio espectro de frecuencias tratadas -.

4.1.10. Recopilación de datos

La recopilación de datos se realiza desde un ordenador portátil conectado al adquirente SIRIUS, el cual sincroniza automáticamente el cero del tiempo de registro en todos los sensores conectados.

Los registros de cada canal o sensor se toman en el dominio temporal en forma de acelerogramas. La **frecuencia de muestreo ha sido de 20000 Hz**. La ventana temporal en la cual se toman registros es regulada manualmente por el usuario a través de la interfaz del *software* 'DEWESoft X2', con el cual se controlan además todos los parámetros ajustables de los sensores.

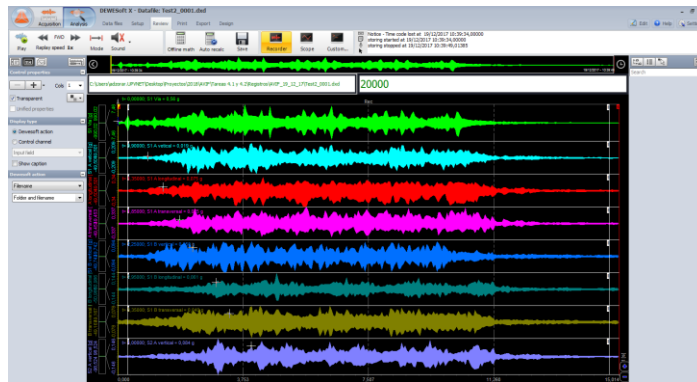


Figura 0.3. Ejemplo del registro '0001' correspondiente al vehículo 4308 en dirección Torrente (Caso 1). Visualización de varios canales en la interfaz de DEWESoft X2.

Fuente: Elaboración propia.

Desde la propia aplicación se puede realizar la importación a documentos de texto plano, hojas de cálculo Microsoft EXCEL o tablas de MATLAB, entre otros.



Figura 0.4. Menú de exportación de registros a diferentes entornos informáticos en DEWESoft X2. Fuente: Elaboración propia.

Para el análisis en el dominio del tiempo en términos de máximos absolutos se realizará una exportación reducida a EXCEL donde únicamente aparezcan los máximos y mínimos de cada registro en cada intervalo de 0.05 segundos. De este modo se reduce notablemente el volumen de cada archivo generado sin perder información relevante para el posterior tratamiento.

Por otra parte, para el análisis en el dominio temporal se exportan los registros completos, a una frecuencia de 20000Hz, para que mediante una función implementada '*ad hoc*', obtener el espectro absoluto de amplitud de aceleraciones y realizar su posterior exportación a EXCEL para su análisis.

De este modo se han exportado los datos del registro a un entorno que permite manejarlos – debe tenerse en cuenta el elevado volumen de datos a manejar entre las dos campañas – de forma sistemática y sencilla.

4.1.11. Obtención de la respuesta vibratoria

4.1.11.1. Dominio del tiempo. Atenuación en máximos absolutos.

La frecuencia de muestreo es de 20000 Hz. Según el teorema de Shannon-Nyquist, ello permite obtener resultados en un ancho de banda comprendido entre 0 Hz y 10000 Hz. El objeto de este apartado es determinar la influencia de la solución sobre todo el abanico de frecuencias captado. Es decir, interesa conocer, en el dominio del tiempo, cómo se alteran las máximas aceleraciones registradas independientemente de su frecuencia de vibración tras la aplicación de los bloques.

Para ello y, como se citó en el apartado anterior, se parte de los registros reducidos exportados a Excel. Se clasifican según el caso (1,2 ó 3) y se obtienen los máximos y mínimos en valor absoluto registrados para cada uno de los 12 sensores dispuestos. A continuación, se obtiene la amplitud máxima, en valor absoluto, para cada vehículo en cada sensor y se promedia, para cada uno de los 12 sensores.

Acel (g)												
TREN	VÍA	S1 A VERT	S1 B VERT	S1 A TRANS	S1 B TRANS	S1 A LONG	S1 B LONG	S2 A VERT	S2 B VERT	S2 A TRANS	S2 B TRANS	
9	8,60	0,16	0,09	0,57	0,56	0,57	0,59	0,29	0,09	0,33	0,19	
14	13,66	0,16	0,08	2,08	2,03	2,08	2,07	1,05	0,10	1,07	0,17	
34	12,37	0,15	0,07	0,75	0,73	0,75	0,75	0,38	0,09	0,57	0,21	
43	10,45	0,15	0,09	2,11	2,06	2,11	2,09	1,01	0,11	1,02	0,18	
44	22,98	0,17	0,06	2,11	2,08	2,12	2,16	1,06	0,09	1,06	0,25	
48	15,67	0,15	0,07	2,40	2,36	2,40	2,40	1,20	0,09	1,21	0,19	
52	14,68	0,19	0,09	2,77	2,74	2,78	2,95	1,43	0,09	1,44	0,20	
53	29,13	0,15	0,08	1,57	1,60	1,58	1,64	0,76	0,10	0,76	0,19	
64	8,58	0,17	0,09	1,64	1,73	1,64	1,76	0,86	0,12	0,86	0,19	
69	18,00	0,16	0,07	1,14	1,20	1,15	1,21	0,57	0,09	0,69	0,19	
x(m)	0,00	1,50	4,00	1,50	4,00	1,50	4,00	1,50	4,00	1,50	4,00	
Promedio	15,41	0,16	0,08	1,71	1,71	1,72	1,76	0,86	0,10	0,90	0,20	

Figura 0.5. Obtención del máximo absoluto para cada tren y sensor, y promedio de los máximos para cada sensor, en 'g'. Ejemplo del caso CRUZAN para las mediciones de enero. Fuente: Elaboración propia.

De igual modo, se obtienen los resultados anteriores en dB – usando como valor de referencia: 10^{-5} (m/s²) -.

Acel (db)	Ref. dB	1,00E-05										
TREN	VÍA	S1 A VERT	S1 B VERT	S1 A TRANS	S1 B TRANS	S1 A LONG	S1 B LONG	S2 A VERT	S2 B VERT	S2 A TRANS	S2 B TRANS	
9	138,53	103,94	98,97	114,97	114,77	114,96	115,19	108,97	99,38	110,12	105,52	
14	142,54	104,06	97,67	126,18	125,98	126,18	126,13	120,30	99,79	120,43	104,30	
34	141,68	103,10	97,30	117,36	117,13	117,39	117,31	111,53	98,60	114,94	106,12	
43	140,22	103,64	98,85	126,30	126,09	126,31	126,26	119,95	100,40	120,05	104,89	
44	147,06	104,58	96,09	126,31	126,19	126,35	126,51	120,33	99,07	120,36	107,73	
48	143,73	103,32	97,22	127,43	127,28	127,44	127,44	121,42	99,28	121,47	105,29	
52	143,17	105,28	99,14	128,70	128,59	128,73	129,24	122,93	98,69	123,03	106,05	
53	149,12	103,32	98,10	123,73	123,94	123,79	124,11	117,40	99,74	117,44	105,47	
64	138,50	104,50	99,30	124,13	124,58	124,14	124,72	118,50	101,10	118,54	105,27	
69	144,94	103,81	97,21	120,99	121,39	121,05	121,50	114,91	98,95	116,60	105,27	
x(m)	0,00	1,50	4,00	1,50	4,00	1,50	4,00	1,50	4,00	1,50	4,00	
Promedio	143,59	103,98	98,04	124,51	124,48	124,54	124,75	118,53	99,53	118,93	105,64	

Figura 0.6. Obtención del máximo absoluto para cada tren y sensor, y promedio de los máximos para cada sensor, en 'dB'. Ejemplo del caso CRUZAN para las mediciones de enero. Fuente: Elaboración propia.

Comparando el máximo promediado con la distancia al foco de emisión 'x (metros)' y agrupando por orientación del sensor (vertical, transversal y longitudinal) se puede establecer la cota superior media de las vibraciones registradas, tanto en 'g' como en 'dB'.

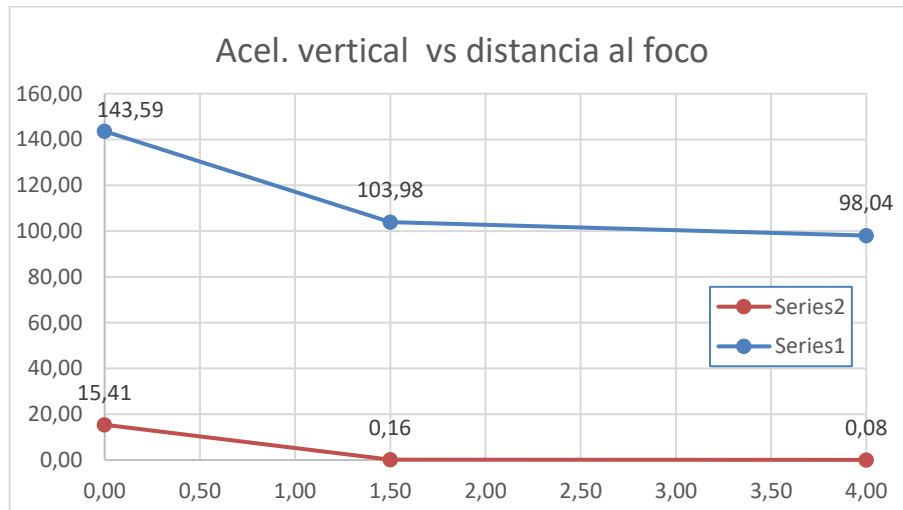


Figura 0.7. Perfil transversal de aceleraciones verticales vs. distancia al foco emisor. Ejemplo para el caso TOR en la campaña PRE-INSTALACIÓN. Fuente: Elaboración propia.

Debe recordarse que la solución se ubica, aproximadamente a una distancia de 2'50 a 3'00 metros del foco emisor (carril exterior de la vía dirección a Torrente).

Al obtener los resultados mostrados en las figuras anteriores para cada caso de carga, orientación de los sensores y en ambas campañas, se tiene caracterizada la respuesta vibratoria en términos de valores máximos absolutos en el tiempo y se sienta la base para la comparación entre la aplicación o no de los bloques anti-onda.

En el presente apartado se han omitido dichos resultados por evitar extenderlo en demasía ya que únicamente se busca dar a conocer el **procedimiento empleado** preparatorio para la interpretación de resultados y caracterización de la solución.

4.1.11.2. Dominio de la frecuencia

Tras haber realizado la descomposición en el dominio de la frecuencia en MATLAB, mediante la aplicación de la FFT a los registros completos para cada uno de los sensores y haber exportado el espectro obtenido a EXCEL, se procede a tratar dicha información para preparar su análisis comparativo posterior.

En primer lugar, se obtiene un espectro formado por valores discretos donde se representa la amplitud en valor absoluto en relación con su frecuencia asociada.

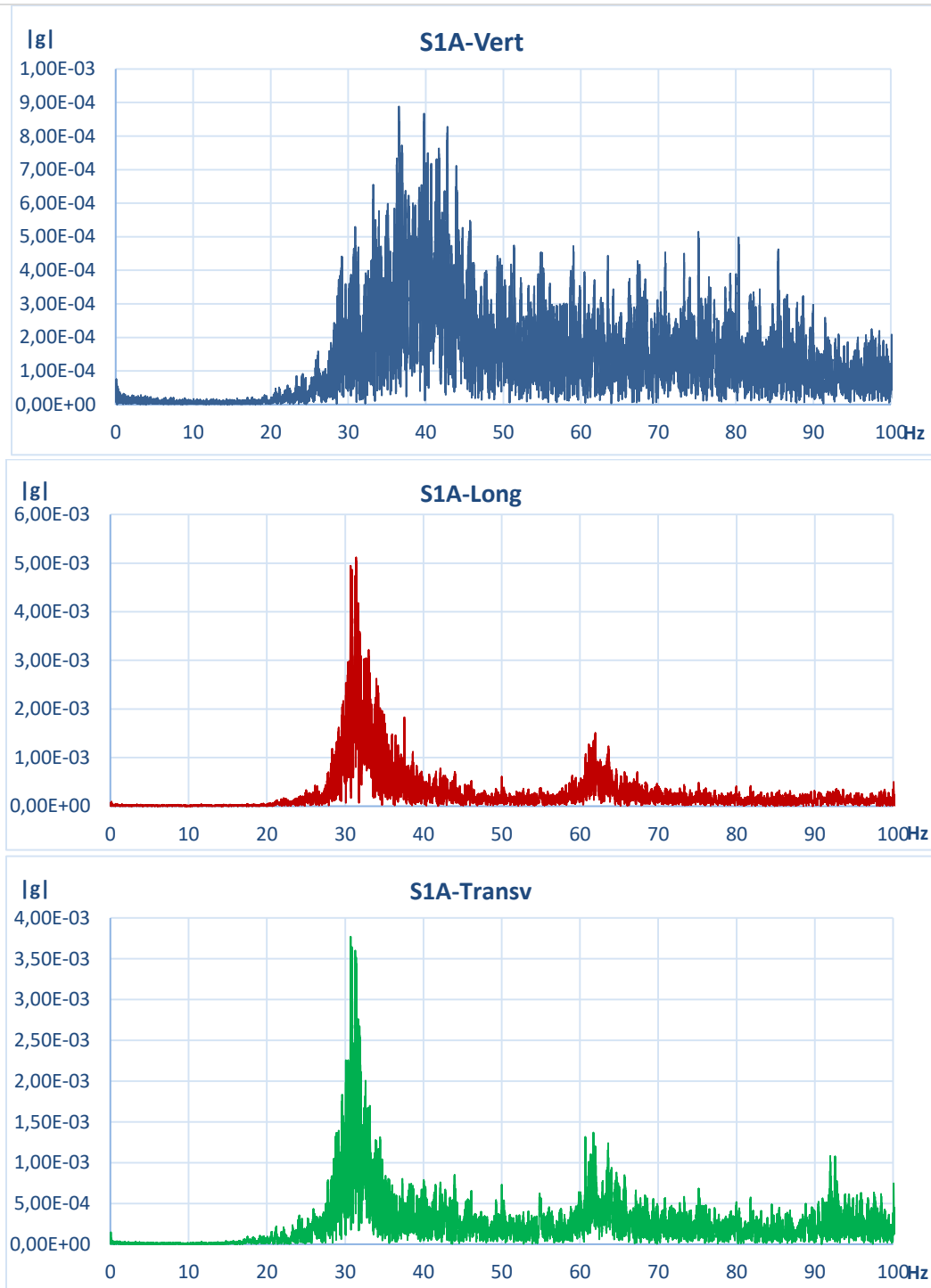


Figura 0.8 Espectros de amplitud de aceleración en el dominio de la frecuencia para el registro '0013' de diciembre de 2017. Obtenidos para el punto S1A en las tres orientaciones de los sensores. Fuente: Elaboración propia.

Para cada registro se obtienen un total de 12 espectros similares a los expuestos anteriormente. Como en el apartado anterior, se omite la exposición de dichos resultados por mejorar la brevedad y facilitar la comprensión.

Como se justificó, el rango de frecuencias de interés para este análisis abarca de 0 a 100 Hz.

En esta etapa del proceso, la respuesta vibratoria en el dominio de la frecuencia ya está caracterizada para cada registro y sensor. Aun así, resulta difícil la manipulación de los datos puesto que se trata de espectros con gran cantidad de puntos discretos muy próximos unos a otros; es necesario trabajar con **bandas de frecuencia**.

Inicialmente se indicó que el análisis frecuencial se realizaría en bandas de tercio de octava. Esta técnica resulta muy común en el tratamiento de señales de anchos de banda del orden de varios cientos de Hz, incluso de kHz. En el caso que nos ocupa, pese a contar con una frecuencia de muestreo dentro de ese orden, únicamente resulta de interés la franja de 0 a 100 Hz por lo que el trabajo en tercios de octava puede no resultar eficiente desde el punto de vista de interpretación de resultados. Es por ello que se ha decidido dividir el espectro en bandas de idéntico ancho: 5 Hz. Resultando un total de 20 franjas de estudio que permiten caracterizar adecuadamente los espectros obtenidos en MATLAB.

Para ello se ha procedido a la **integración numérica del espectro en dichas bandas de 5 Hz**, todo ello dentro de las propias hojas de cálculo:

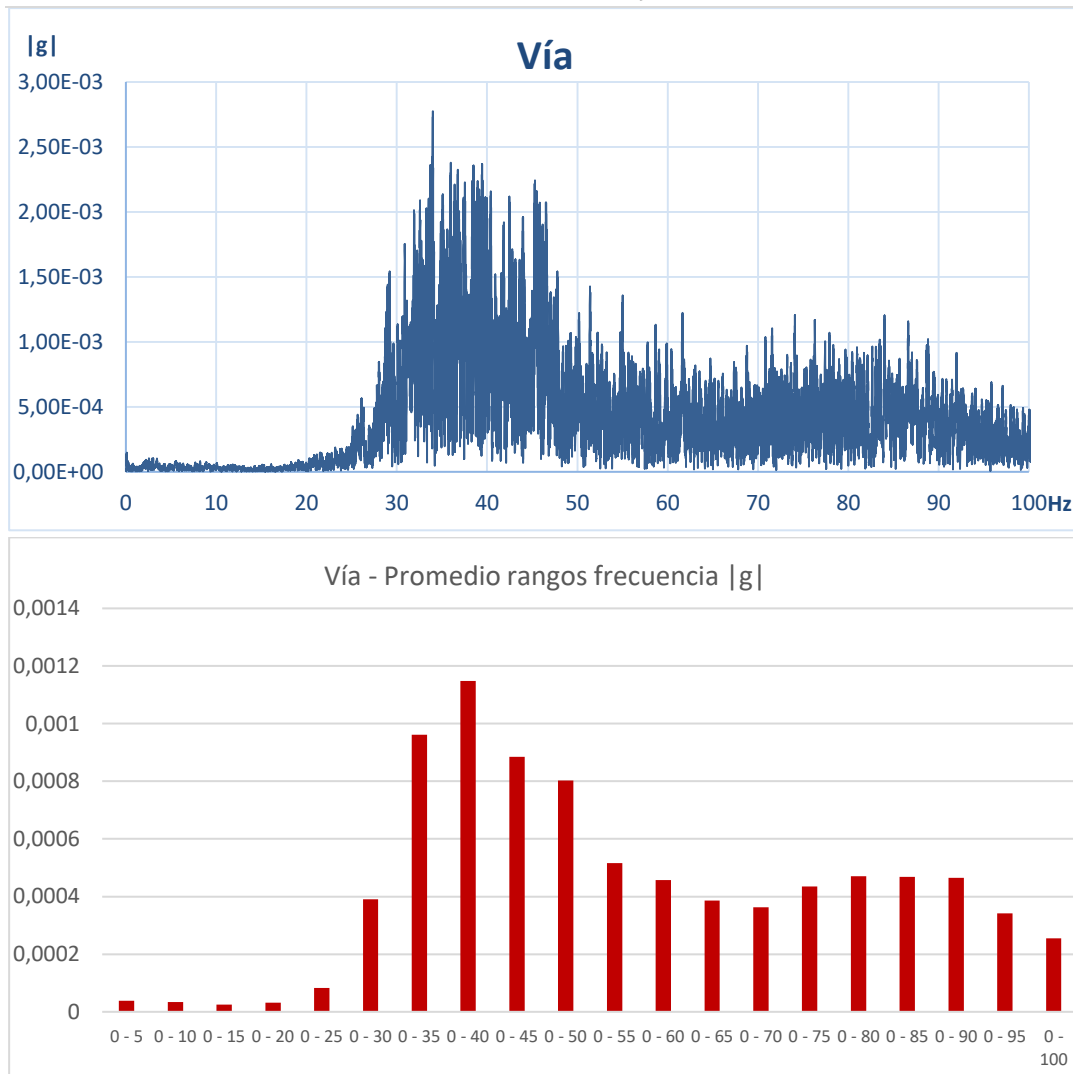


Figura 0.9 Espectros de amplitud de aceleración en el dominio de la frecuencia para el registro '0013' de diciembre de 2017. Obtenidos para el punto VIA. Espectro original (sup.) e integrado en bandas de 5 Hz (inf.). Fuente: Elaboración propia.

Una vez obtenido el espectro en bandas, es posible agrupar para cada caso de carga y promediar según el sensor. De este modo para cada uno de los sensores se puede obtener un espectro promedio – metodología similar a la empleada en análisis de máximos – para los vehículos de dirección Valencia, Torrente, o los que se cruzaban.

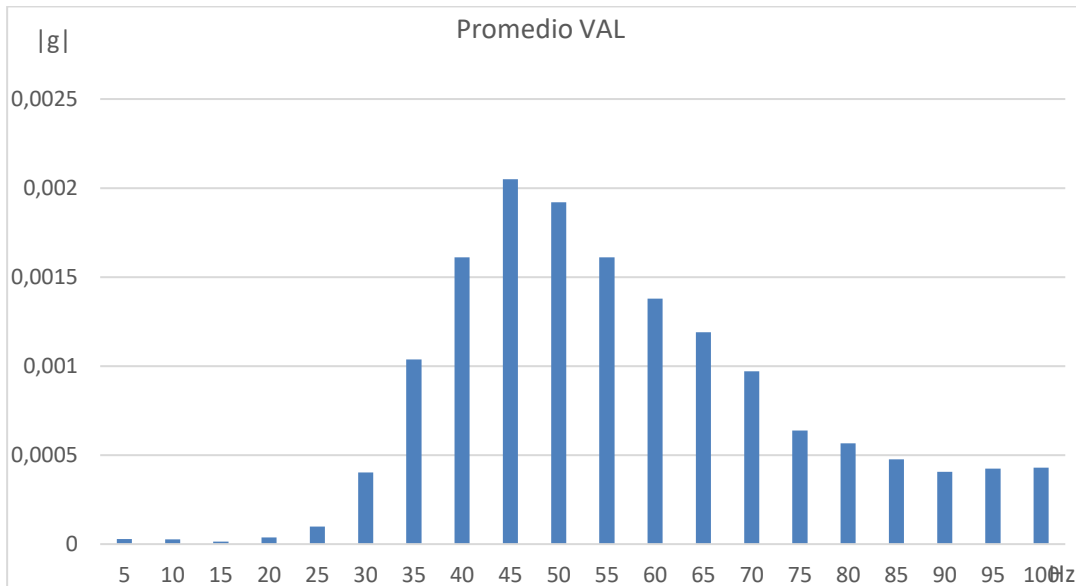


Figura 0.10 Espectros de amplitud de aceleración en el dominio de la frecuencia promediados para los vehículos dirección Valencia PRE-INSTALACIÓN SOLUCIÓN. Obtenidos para el punto VIA. Espectro original (sup.) e integrado en bandas de 5 Hz (inf.). Fuente: Elaboración propia

Este mismo proceso se repite para cada uno de los sensores y casos de carga tanto en los registros de diciembre como en los de enero. De este modo se tienen los datos ya preparados para ser comparados entre sí y observar el efecto de la solución.

4.1.12. Obtención de los niveles de reducción

4.1.12.1. Dominio del tiempo. Atenuación en máximos absolutos

Partiendo de los resultados mencionados, es posible realizar la comparación directa entre el estado previo y posterior a la aplicación de la solución. Como se vio en el planteamiento, la solución busca incidir principalmente en las vibraciones verticales y transversales al eje de la vía.

En términos absolutos (g), comparando los valores máximos promediados, se obtiene:

ATENUACIÓN ABSOLUTA (g)					
TOR	Sección 1			Sección 2	
	Vertical	Transvers: Longitudinal		Vertical	Transversal
Atenuación natural	12,28	0,46	0,39	0,09	0,29
Atenuación con AVIF	14,13	-0,03	-0,05	0,73	0,69
Δ Atenuación	1,85	-0,48	-0,44	0,64	0,40
VAL	Sección 1			Sección 2	
	Vertical	Transvers: Longitudinal		Vertical	Transversal
Atenuación natural	0,41	0,38	0,41	0,02	0,05
Atenuación con AVIF	4,15	0,04	0,00	0,33	0,32
Δ Atenuación	3,74	-0,33	-0,41	0,31	0,27
CRUZAN	Sección 1			Sección 2	
	Vertical	Transvers: Longitudinal		Vertical	Transversal
Atenuación natural	12,40	0,44	0,43	0,08	0,23
Atenuación con AVIF	14,60	-0,18	-0,16	0,76	0,71
Δ Atenuación	2,20	-0,62	-0,59	0,68	0,48

Figura 0.11 Incremento de la atenuación en valor absoluto en (g) respecto a no aplicar solución alguna. Resaltado en color verde aquéllas soluciones con mejor resultado tras disponer la solución.
Fuente: Elaboración propia.

Se ha considerado, para la evaluación de la atenuación, que en la Sección 1, se produce entre el carril [foco] y el punto S1B [tras la solución] y, en la sección 2, entre el punto S2A [anterior a la solución] y S2B [posterior a los bloques].

Respecto a la mejora en términos relativos, valorándola como incremento sobre la atenuación natural, en porcentaje, se obtiene:

INCREMENTO PROPORCIONAL RESPECTO A NO DISPONER SOLUCIÓN %						
TOR						
	Sección 1			Sección 2		
	Vertical	Transversal	Longitudinal	Vertical	Transversal	
Atenuación natural	12,28	0,46	0,39	0	0,09	0,29
Atenuación con AVIF	14,13	-0,03	-0,05	0	0,73	0,69
Δ Atenuación (%)	15,07%	-105,62%	-112,85%	704,48%	138,11%	
VAL						
	Sección 1			Sección 2		
	Vertical	Transversal	Longitudinal	Vertical	Transversal	
Atenuación natural	0,41	0,38	0,41	0	0,02	0,05
Atenuación con AVIF	4,15	0,04	0,00	0	0,33	0,32
Δ Atenuación (%)	916,23%	-88,33%	-99,49%	1432,75%	561,81%	
CRUZAN						
	Sección 1			Sección 2		
	Vertical	Transversal	Longitudinal	Vertical	Transversal	
Atenuación natural	12,40	0,44	0,43	0	0,08	0,23
Atenuación con AVIF	14,60	-0,18	-0,16	0	0,76	0,71
Δ Atenuación (%)	17,72%	-141,49%	-135,89%	819,12%	208,02%	

Figura 0.12 Incremento de la atenuación en valor absoluto en (g) respecto a no aplicar solución alguna. Resaltado en color verde aquellas soluciones con mejor resultado tras disponer la solución. Fuente: Elaboración propia.

Para mantener la coherencia con los resultados del modelo numérico también se ha obtenido la mejora en términos del coeficiente de inserción (en dB). De este modo se evalúa la ganancia relativa entre la solicitud entrante en el punto de mayor exposición a las vibraciones previo a los bloques (VÍA para la S1 y S2A para la S2) y el punto posterior (S1B y S2B respectivamente).

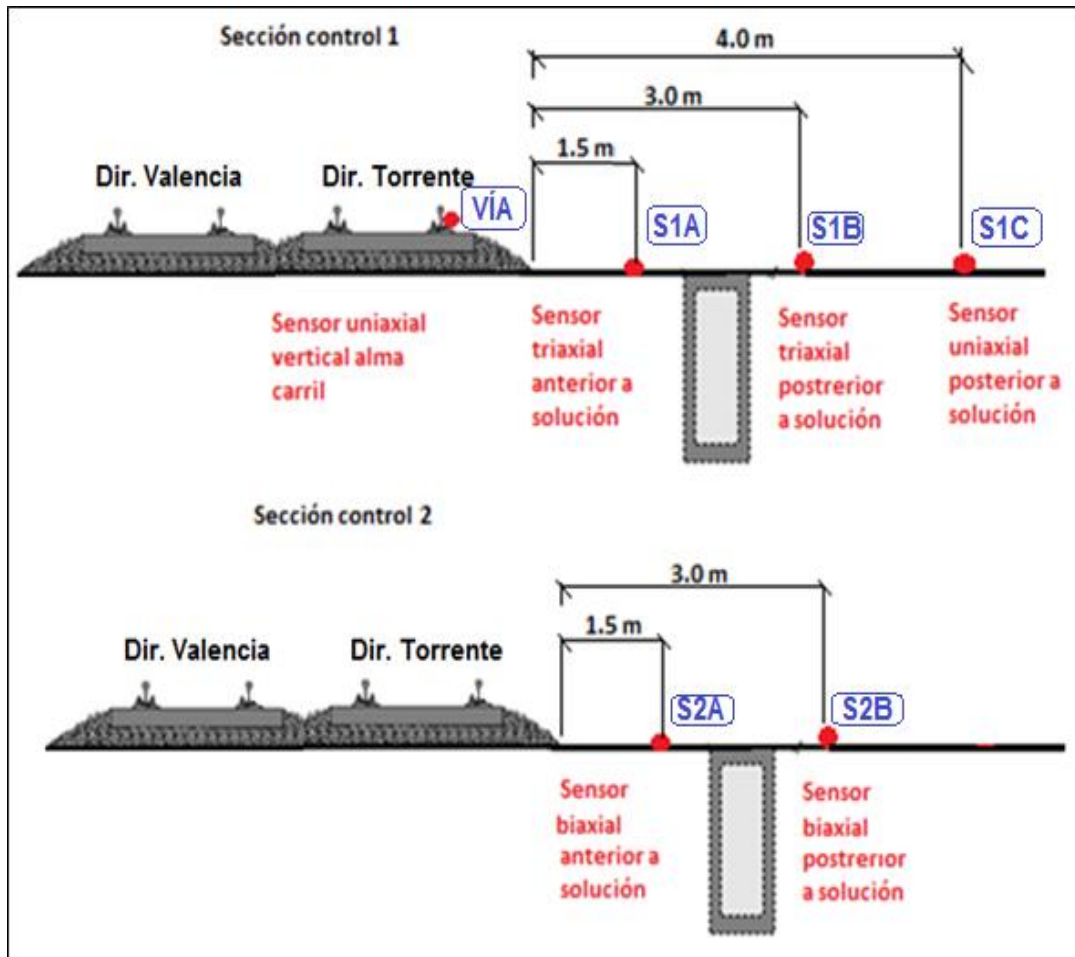


Figura 0.13 Ubicación de los sensores y nomenclatura de los puntos de control.
Fuente: Elaboración propia.

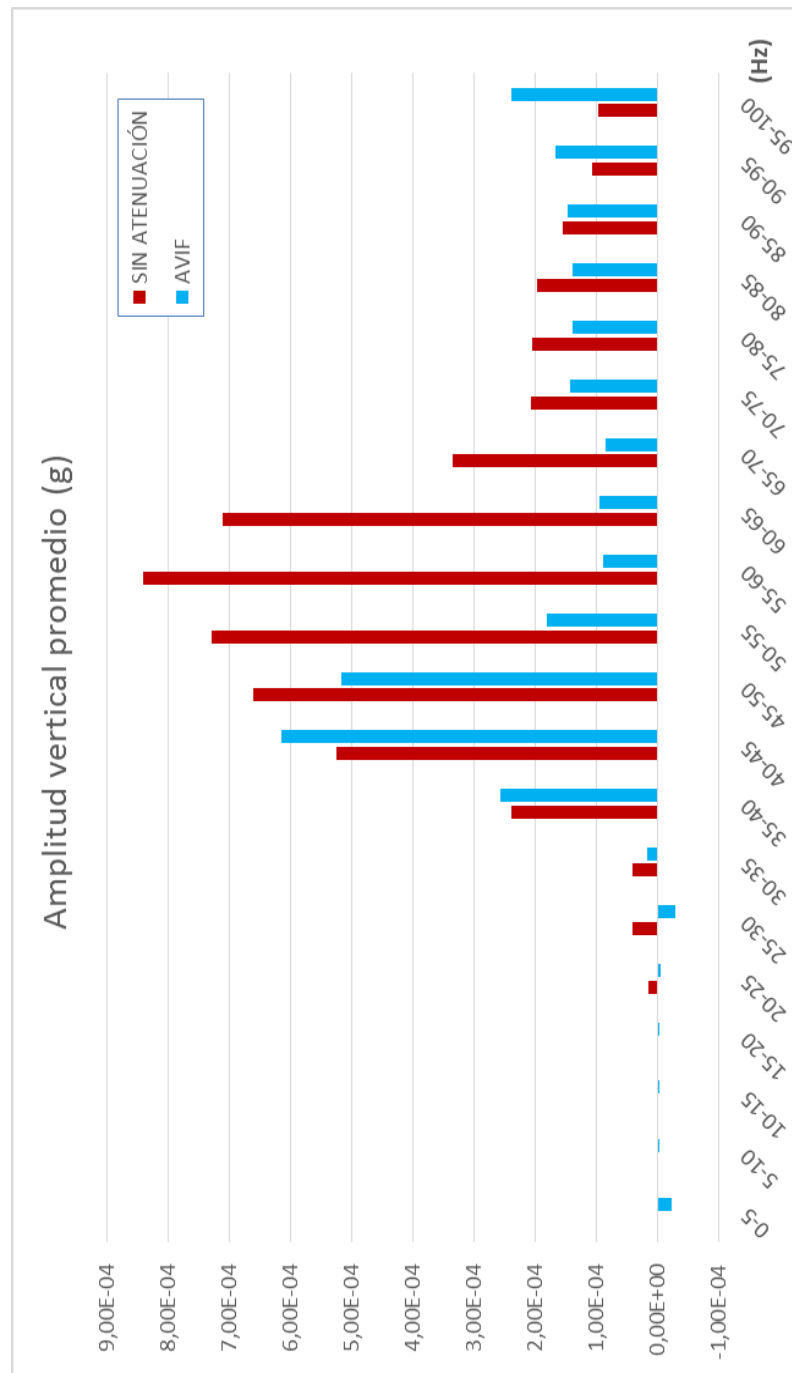
4.1.12.2. Dominio de la frecuencia

En lo que se refiere a la afección en el dominio frecuencial, dentro del intervalo de interés 0-100 Hz, se realiza la comparación directa entre los promedios para los tres casos de carga en las bandas de 5 Hz ya definidas. Se obtiene, en mejora relativa respecto a no disponer solución:

CASO 1 – TORRENTE

TOR

	0-5	5-10	10-15	15-20	20-25	25-30	30-35	35-40	40-45	45-50	50-55	55-60	60-65	65-70	70-75	75-80	80-85	85-90	90-95	95-100
Frec(Hz)	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0
VERTICALES	-77.40%	-18.85%	-38.64%	-57.17%	-103.34%	-5.37%	-67.11%	6.78%	27.58%	28.08%	109.25%	247.53%	190.02%	162.45%	25.47%	33.03%	27.67%	9.32%	-25.48%	-56.29%
LONG	-100.88%	-93.83%	-69.66%	-37.08%	206.44%	588.74%	1769.09%	183.96%	-43.77%	44.13%	90.04%	171.56%	293.69%	302.70%	235.76%	431.54%	238.77%	195.72%	495.09%	1487.90%
TRANSV	3723.80%	3381.37%	429.64%	119.68%	-46.09%	-71.75%	-88.55%	-35.05%	58.14%	-13.43%	-50.10%	-46.46%	-38.18%	-55.96%	-65.23%	-67.17%	-66.42%	-65.43%	-70.29%	-65.53%



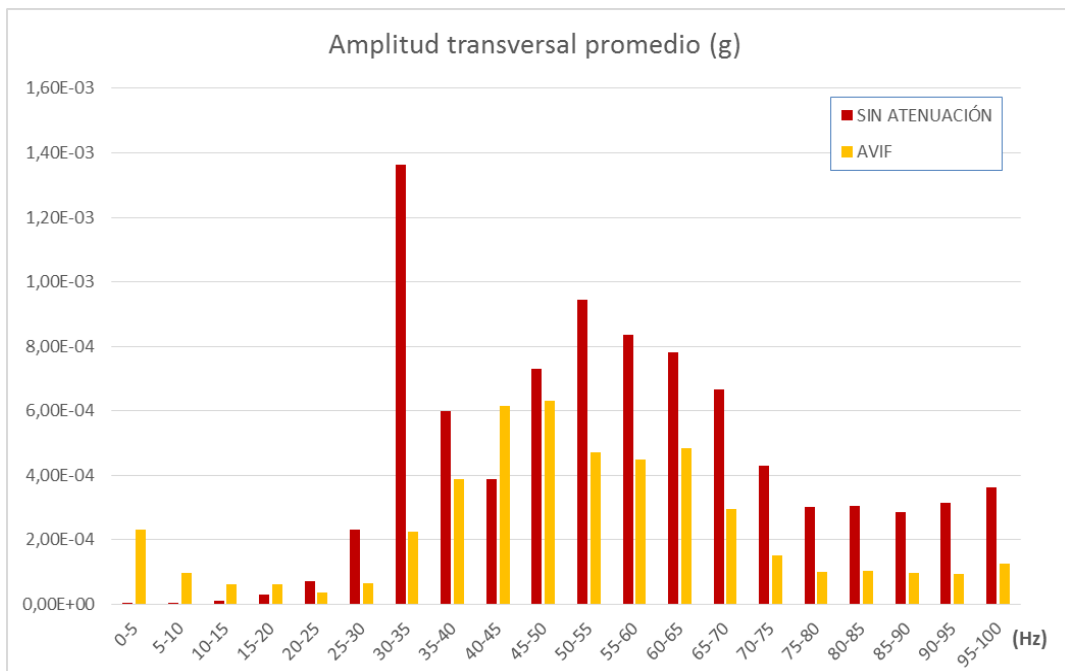
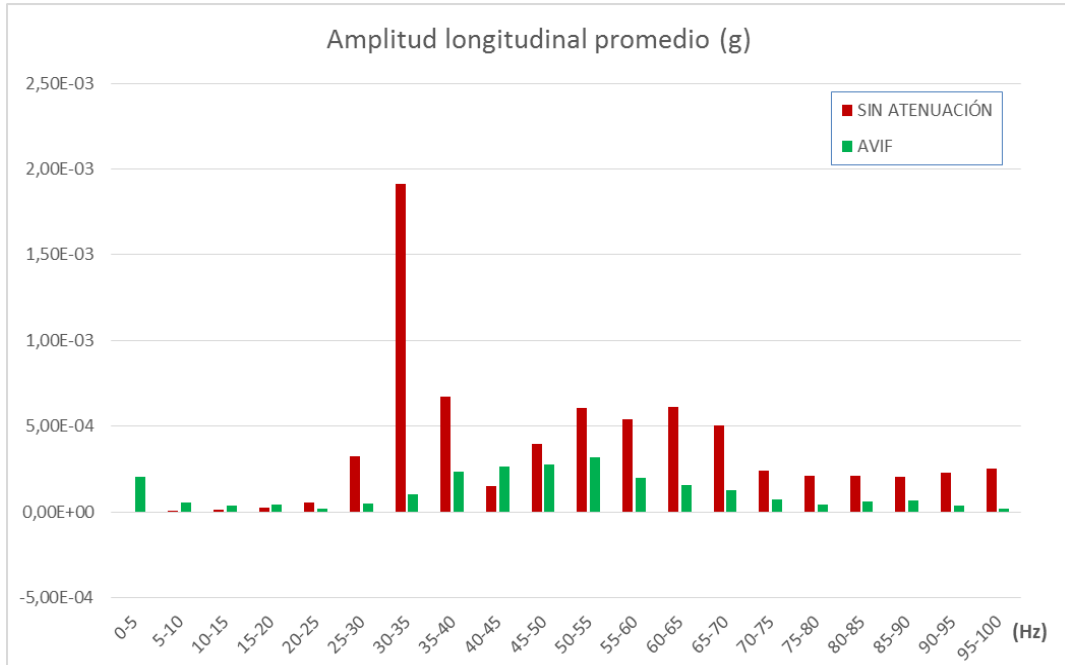


Figura 0.14 Amplitudes promedio vs frecuencia en intervalos de 5 Hz. Caso 1: Torrente.
Fuente: Elaboración propia.

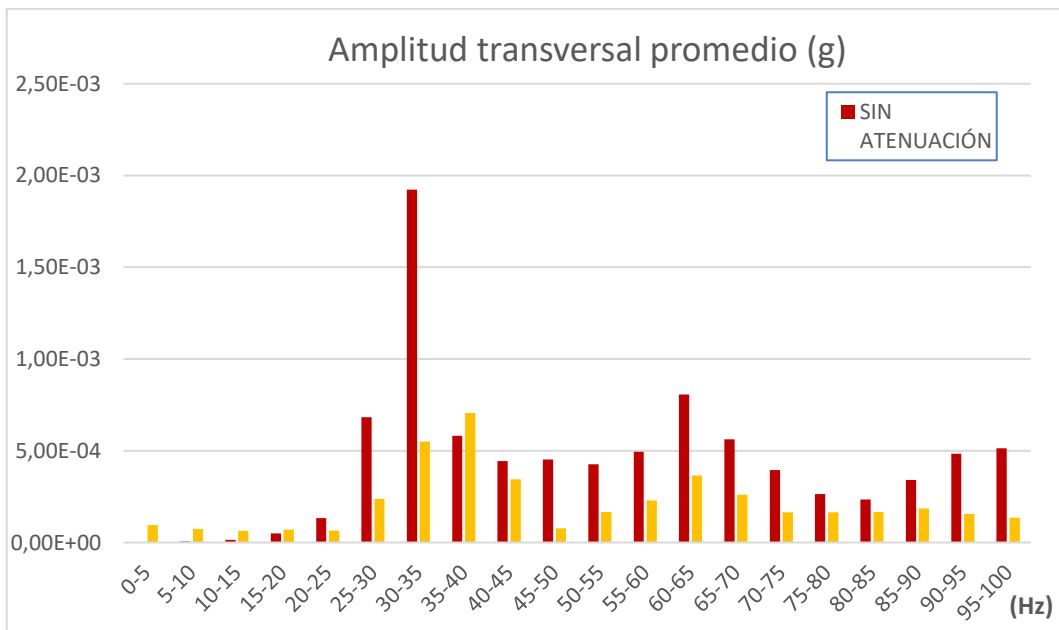
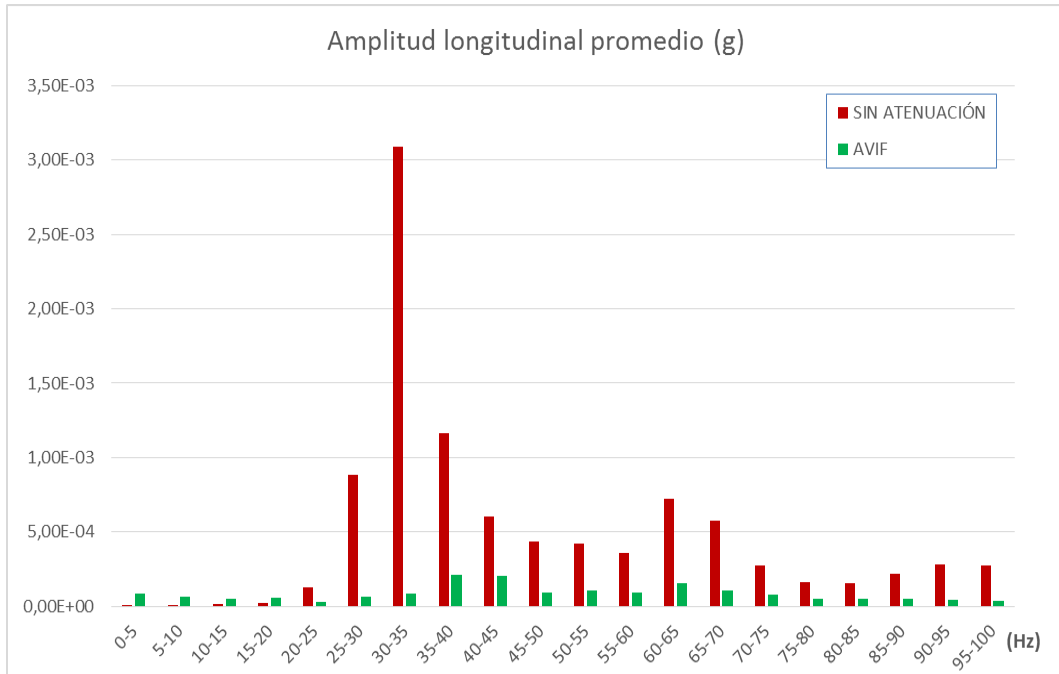
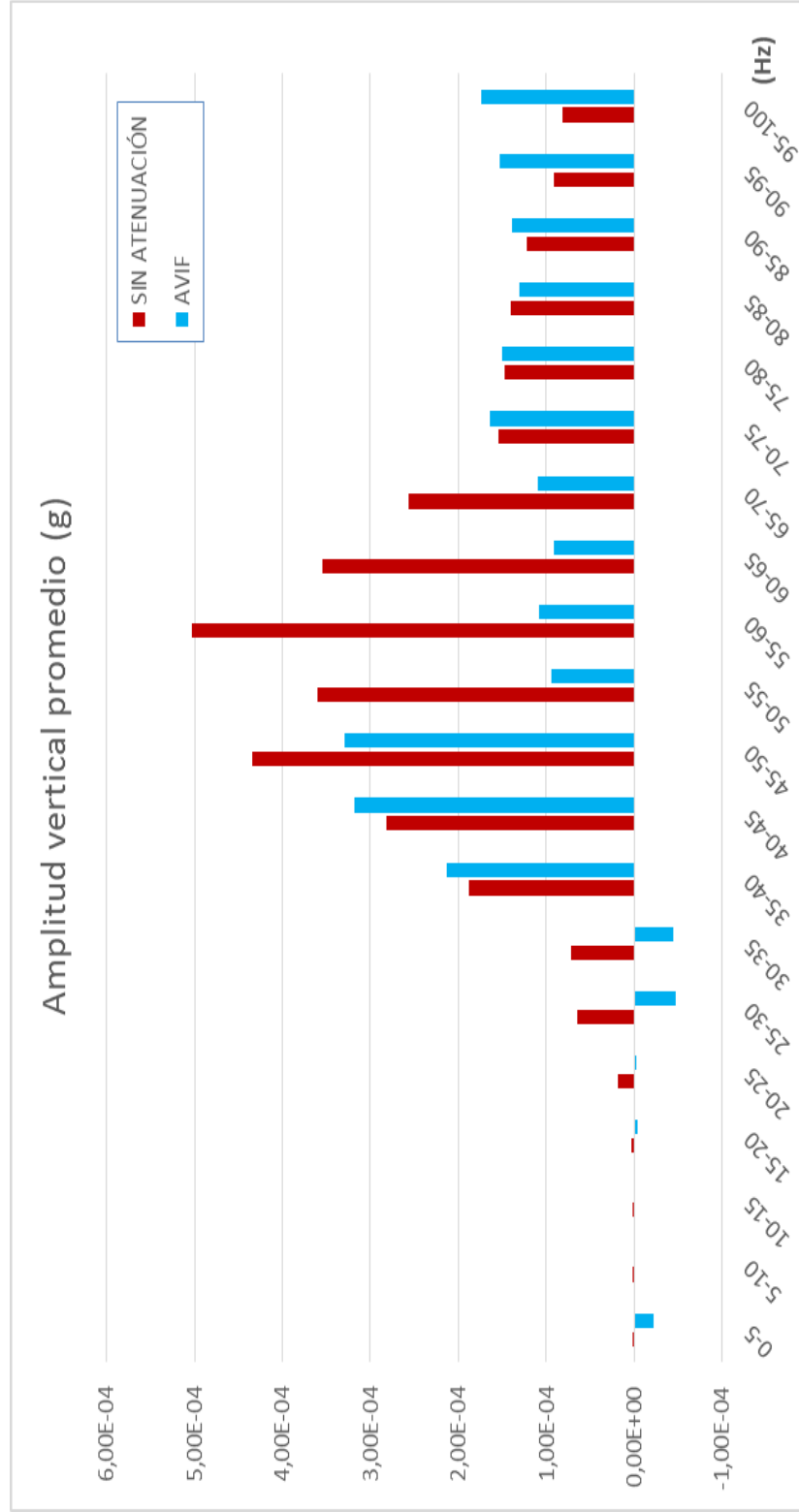


Figura 0.15 Amplitudes promedio vs frecuencia en intervalos de 5 Hz. Caso 2: Valencia.
Fuente: Elaboración propia.

CASO 3 – SE CRUZAN

Frec(Hz)	0-5	5-10	10-15	15-20	20-25	25-30	30-35	35-40	40-45	45-50	50-55	55-60	60-65	65-70	70-75	75-80	80-85	85-90	90-95	95-100
VERTICALES	-45,33%	-18,79%	-67,51%	-61,20%	25,29%	159,74%	59,17%	27,89%	6,68%	33,61%	66,70%	216,72%	97,84%	51,75%	-16,59%	-5,32%	-0,10%	-11,79%	-34,24%	-49,40%
LONG	-91,33%	-38,86%	-14,50%	-8,61%	522,23%	1009,94%	1898,59%	257,00%	-9,01%	-28,09%	24,10%	118,41%	363,87%	170,88%	110,08%	302,86%	234,25%	196,73%	439,08%	1219,11%
TRANSV	247,37%	1124,27%	188,38%	28,89%	-65,88%	-63,53%	-69,24%	45,18%	38,58%	-13,68%	-38,72%	-27,14%	-25,50%	-27,88%	-43,50%	-48,32%	-28,98%	-44,17%	-67,30%	-64,44%



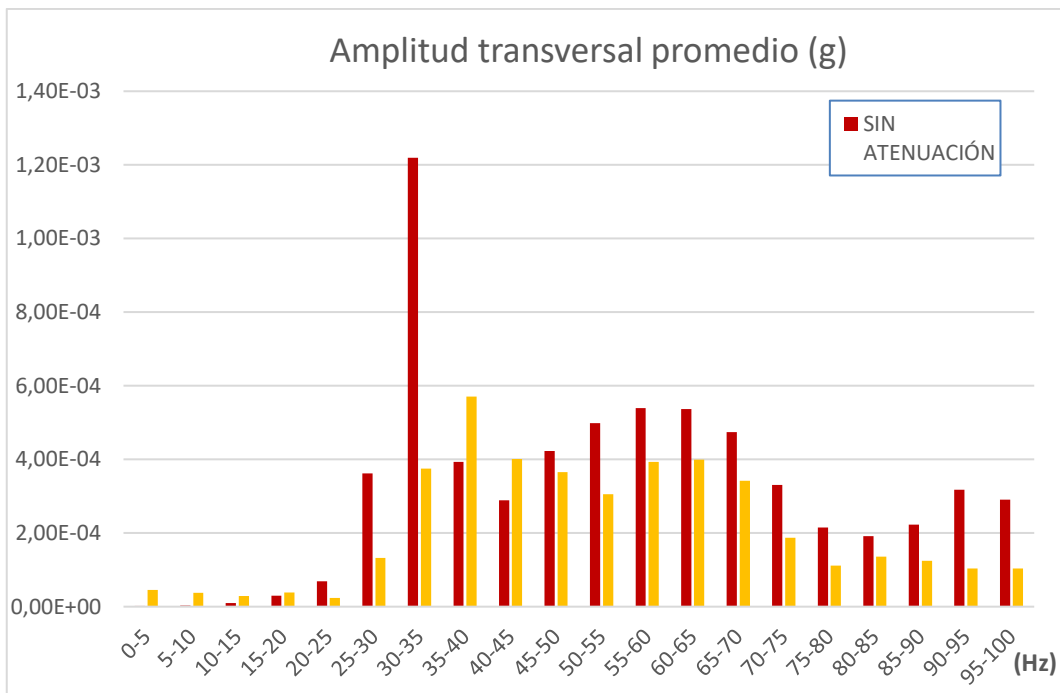
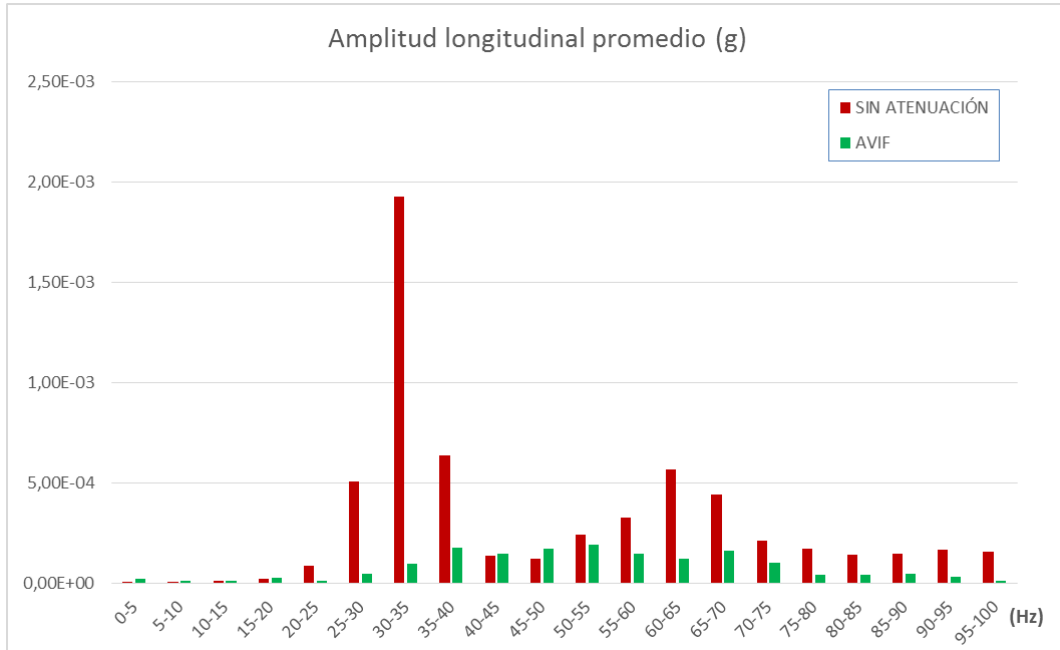


Figura 0.16 Amplitudes promedio vs frecuencia en intervalos de 5 Hz. Caso 3: Se cruzan.
Fuente: Elaboración propia.

4.1.13. Interpretación de los resultados.

Una vez obtenidos los resultados, se procede a valorar la respuesta de la solución así como a mencionar los aspectos más relevantes observados.

En el dominio del tiempo...

GANANCIA PROMEDIO					
	Sección 1			Sección 2	
	Vertical	Transvers:	Longitudinal	Vertical	Transversal
Ganancia en g's	2,60	-0,48	-0,48	0,54	0,38
Ganancia %	316,34%	-111,81%	-116,08%	985,45%	302,65%
Ganancia en dB	8,19	-13,16	-14,38	13,77	5,74
	OK!			OK!	OK!

Figura 0.17 Ganancia promedio obtenida en el dominio temporal en términos de máxima amplitud de aceleración. Fuente: Elaboración propia.

La solución ha mostrado una clara mejoría en la atenuación de vibraciones verticales. Como valores promedio, se ha obtenido una mejora promedio superior al **300%** entre el rail más próximo y el punto posterior a la solución de bloques. Además, entre los puntos de control inmediatos anterior y posterior a la barrera se ha reducido en **casi un 1000 %** la amplitud de las aceleraciones verticales respecto a no haber dispuesto ninguna medida. Se traduce en una ganancia superior a 8 y 13 dB respectivamente. Para el caso más parecido al aquí analizado (solución C2, 0'9 metros de profundidad y velocidad 50 km/h), en el modelo numérico se obtuvo una estimación de mejora de 8'95 dB, comprendida entre el intervalo obtenido, lo que refuerza la validez de la solución y del modelo.

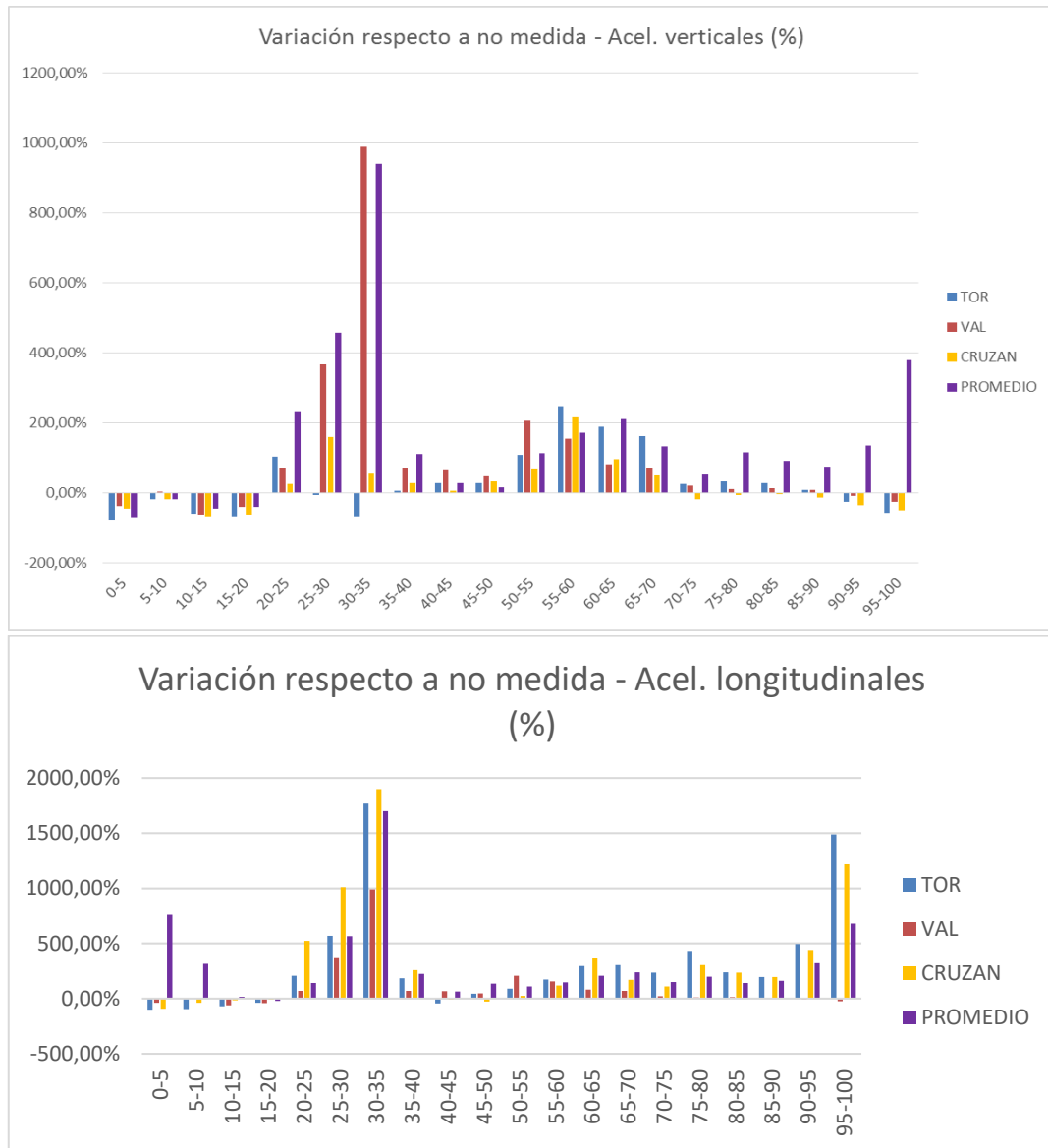
En lo que se refiere a las vibraciones transversales, la respuesta **también puede considerarse adecuada** puesto que se ha obtenido una mejora mayor en la Sección 2 que el déficit sufrido en la Sección 1 (302'65% vs -111'81 %).

El punto débil de la solución se ha encontrado en la atenuación de vibraciones longitudinales a la vía, donde no se mejoran los resultados. En cualquier caso, puesto que el objetivo del proyecto era evitar la propagación hacia elementos colindantes al eje de la vía, la relevancia de este resultado es baja, por lo que puede

considerarse una muy buena respuesta global atendiendo a los resultados anteriores.

En el dominio de la frecuencia...

Los resultados mejoran todavía más al centrar el intervalo de interés de frecuencias en 0 a 100 Hz. Se muestra a continuación, de forma gráfica la comparación entre los tres casos de carga planteados para cada una de las tres orientaciones de los sensores:



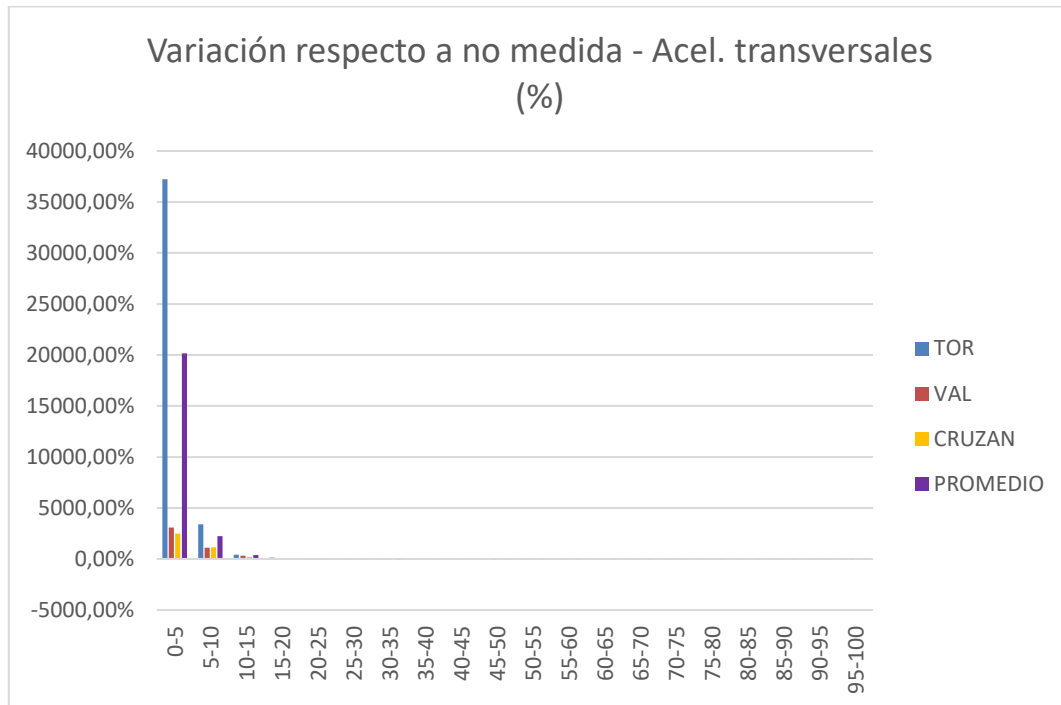


Figura 0.18 Ganancia promedio obtenida en el dominio frecuencial en amplitud media de la aceleración en franjas de 5 Hz. Fuente: Elaboración propia.

De nuevo se verifica lo previsto en el modelo numérico respecto a la elevada reducción de vibraciones respecto a no disponer medida alguna en el intervalo de 0 a 100 Hz. Se puede apreciar como la mayor ganancia se da en los intervalos medios de la gráfica (de 20 a 40 Hz y de 50 a 70 Hz) para vibraciones verticales con reducciones superiores al 1500 %.

Algo similar ocurre en este caso con las aceleraciones longitudinales, las cuales no habían dado buenos resultados en términos absolutos. Es por ello que se puede concluir que las vibraciones que no se ven afectadas por la solución en esta dirección presentan frecuencias muy elevadas, fuera del rango de interés. Todo ello demuestra que también resulta una muy buena solución para atenuar vibraciones en esta dirección.

En el sentido transversal se muestra una fuerte mejora en los rangos más bajos de frecuencias – 0 a 10 Hz -, lo que resulta muy favorable de cara a proteger estructuras y elementos próximos a la vía puesto que, como ya se vio, este es uno

de los rangos más habituales para las frecuencias dañinas para la mayoría de elementos a proteger.

Por todo lo anterior puede concluirse que la aplicación de la solución en una vía en condiciones de operación reales **ha sido adecuada**, presentando unos resultados muy favorables en materia de atenuación, y con un procedimiento constructivo rápido y sencillo.

5. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

CONCLUSIONES

Muchos ciudadanos que viven cerca de líneas de ferrocarril como AVE, METRO, TRANVÍA, tren convencional, etc., sufren un grave problema medioambiental de vibraciones provocados por las líneas de ferrocarril de su entorno, que afectan a su bienestar.

Por otro lado, diariamente se produce en todo el mundo, una ingente cantidad de residuos de neumáticos desgastados procedente de vehículos. Un residuo que por su parte también genera un grave problema medioambiental de difícil solución, por tratarse de un material no biodegradable.

Efectivamente, el problema que se pretende resolver y que ha sido el objetivo de la presente Tesis Doctoral es el de la afección de las vibraciones, que se generan fundamentalmente por las imperfecciones y desgastes de las ruedas y de las vías del ferrocarril. En el contacto acero-acero, se generan estas vibraciones, que se transmiten y se propagan por el terreno a su entorno, pudiendo llegar a alcanzar cientos de metros, afectando a las edificaciones y otras estructuras próximas a la vía, así como a la población residente.

En este sentido, los objetivos científicos que se han planteado en la presente Tesis Doctoral han sido básicamente los siguientes:

1. El diseño y fabricación de un nuevo material atenuador de vibraciones.
2. El diseño de la geometría óptima de los elementos prefabricados con ese material.
3. El planteamiento de la ubicación óptima de estos elementos prefabricados, con respecto a la vía del ferrocarril.
4. La obtención de una solución modulable, efectiva para resolver los problemas de vibraciones en cualquier línea de ferrocarril.

Atendiendo al primer objetivo, se ha estudiado y conseguido como solución el diseño de un nuevo prefabricado de hormigón, con sustitución parcial de los áridos convencionales por materiales elastoméricos, procedentes del reciclado de neumáticos desgastados fuera de uso (NFU), originados por los vehículos. Dicha aportación produce un aumento del “factor de amortiguamiento” del hormigón, donde aportando el 15% de caucho puede llegar a triplicar dicho factor con respecto a un hormigón convencional, pero por el contrario produce un efecto negativo de disminución de su resistencia mecánica. No obstante, para contrarrestar este efecto aportan también fibras sintéticas de polipropileno, que contribuyen a contrarrestar la disminución de resistencia y provocando el efecto beneficioso de aumentar el factor de amortiguamiento.

Atendiendo a los objetivos segundo y tercero, se ha determinado la geometría de los elementos prefabricados con ese material, así como su ubicación óptima con respecto a la línea de ferrocarril. Para ello, se ha desarrollado un modelo de elementos finitos mediante la aplicación computacional ANSYS, que permite predecir el funcionamiento teórico de diferentes soluciones, llegando a una solución óptima consistente en un marco hueco, fabricado con el material amortiguador desarrollado enterrado en zanja, como un gran tubo hueco horizontal de sección rectangular de 0'5 m x 1'2 m y que discurre paralelo a la vía.

Atendiendo al cuarto objetivo, se ha diseñado el prefabricado en módulos de 2 m de longitud, que permite su fácil transporte y manipulación con los medios habituales de uso en construcción y con junta “machihembrada” que facilita su puesta en obra, acoplando un elemento tras otro, y aplicable a cualquier tipo de vía.

La solución final obtenida en la presente Tesis Doctoral tiene como ventaja fundamental el poderse utilizar en vías que ya están construidas, pues se trata de una solución que no requiere desmontar la infraestructura actualmente existente.

La solución desarrollada ha sido probada en condiciones reales de uso, para lo que se han fabricado las piezas necesarias de los elementos prefabricados

diseñados, y se han colocado en un Tramo de Prueba en la vía de la línea de ferrocarril Torrente - Valencia.

Como consecuencia de estas pruebas, se han obtenido unos adecuados resultados en la medición de vibraciones, acordes con lo previsto inicialmente, destacando entre ellos:

- Se consiguen reducciones superiores al 300% en la amplitud máxima de las vibraciones verticales, con ganancias superiores a 8 dB.
- Se puede apreciar cómo la mayor atenuación de vibraciones verticales se da en intervalos bajos (los más dañinos) de frecuencia (de 20 a 40 Hz, y de 50 a 70 Hz) con reducciones superiores al 1500%.
- Se produce una fuerte mejora en las vibraciones transversales en los rangos más bajos de frecuencias (de 0 a 10 Hz), en los cuales se producen los efectos más dañinos para las estructuras.

Como conclusión final, se confirma que se ha conseguido un efecto beneficioso en los dos problemas ambientales planteados inicialmente:

1. Mitigar el malestar en la ciudadanía motivada por las vibraciones provocadas por las infraestructuras ferroviarias en su entorno.
2. Reducir la cantidad de residuos procedentes de neumáticos desgastados fuera de uso procedentes de vehículos, mediante su reutilización.

FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

En base a los resultados obtenidos, se abren otras posibilidades de investigación como pueden ser:

Investigación de diferentes configuraciones:

Estudiar el comportamiento de los prefabricados desarrollados en la presente tesis en sus diferentes posibles disposiciones en forma de mecano.

A modo de ejemplo se plantea la siguiente: 2 filas de prefabricados que nos formarían una barrera antivibración de $1'2\text{ m} + 1'2\text{ m} = 2'4\text{ m}$ de profundidad, que según los estudios teóricos realizados podría mejorar las condiciones antivibración (aunque por otro lado penalizaría el mayor coste económico de la solución).

Investigación de aplicaciones en edificación:

Por otro lado, sería posible afrontar un nuevo enfoque desde el punto de vista arquitectónico, que podría consistir en la investigación de soluciones basadas en prefabricados con materiales constituyentes formados por el hormigón atenuador de vibraciones desarrollado en la presente tesis pero buscando soluciones desde el punto de vista de un edificio que se va a construir cercano a una vía ferroviaria (cercano a un tranvía, metro, etc.).

Sería una línea de investigación interesante el desarrollar prefabricados que fueran aportados al propio edificio en su construcción y que fueran capaces de mitigar las vibraciones que recibe.

Se trataría de líneas de investigación con condicionantes distintos a los empleados en la presente tesis, siendo una de las principales diferencias la mayor distancia desde el foco generador de vibraciones hasta la ubicación del elemento atenuador.

DESPEDIDA Y CIERRE

Una cita del poeta británico T.S. Eliot (1888) dice que “Sólo aquellos que arriesgan a ir muy lejos, pueden descubrir lo lejos que pueden llegar”. Pues bien, en mi caso creo que puedo decir que he arriesgado por dos veces. En primer lugar, arriesgué apostando por este proyecto en el siempre difícil marco empresarial como responsable de innovación en mi empresa. Y en segundo lugar, arriesgué en el marco personal (ya con una cierta edad) al desarrollar un programa de doctorado basado también en este proyecto, y del cual ustedes han conocido en el presente documento de tesis los aspectos más relevantes del trabajo realizado.

Ambos retos han sido duros y ha habido que superar muchos obstáculos. Pero tengo que decir que ambos han merecido la pena, y me siento muy satisfecho y orgulloso de haber arriesgado aventurándome a iniciar ambos caminos, porque de esta forma he sabido lo lejos que he podido llegar; y es por ello, que animo firmemente a todos aquellos que vengan detrás a arriesgar a ir muy lejos, y desafiar su propio reto en investigación.

BIBLIOGRAFÍA

1. *Properties of rubberized concretes containing silica fume. Cement and Concrete Research* 34(12), 2309-2317. **Güneyisi, E., Gesoğlu, M., & Özturan,** 2004.
2. *Correlation of strength, rubber content, and water to cement ratio in rubberized concrete. Can J Civil Eng* 32, pp.1075–81. **Ghaly A, Cahill J.** 2005.
3. **Valadares, F.** Mechanical performance of structural concretes containing rubber waste from waste tires. M. Sc. in civil engineering, ISTUTL, Lisbon-Portugal. 2009.
4. *Desempenho físico-químico e mecânico de concreto de cimento Portland com borracha de estirenobutadieno reciclada de pneus. Química Nova*;32:913–8. **Freitas C, Galvão J, Portella K, Joukoski A, Filho C.** 2009.
5. *Scrap-tyre-rubber replacement for aggregate and filler in concrete. Construction and Building Materials*, 23(5), 1828-1836. **Ganjian, E., Khorami, M., & Maghsoudi, A. A.** 2009.
6. **Biel, T., & Lee, H.** Magnesium oxychloride cement concrete with recycled tire rubber. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, (1561), 6-12. 1996.
7. **Khatib, Z. K., & Bayomy, F. M.** Rubberized Portland cement concrete. *Journal of materials in civil engineering*, 11(3), 206-213. 1999.
8. **Pierce, C., & Williams, R.** Scrap tire rubber modified concrete: Past, present and future. In *Proceedings of the international conference organized by the concrete and masonry research group. Sustainable Waste Management and Recycling: Used-Post-Consumer Tires*, Thomas Telford (pp. 1. 2004.
9. **Aiello, M. A., & Leuzzi, F.** Waste tyre rubberized concrete: Properties at fresh and hardened state. *Waste Management*, 30(8), 1696-1704. 2010.
10. **Turatsinze, A., Bonnet, S., & Granju, J. L.** Potential of rubber aggregates to modify properties of cement based-mortars: improvement in cracking shrinkage resistance. *Construction and Building Materials*, 21(1), 176-181. 2007.

11. **Khaloo, A. R., Dehestani, M., & Rahmatabadi, P.** Mechanical properties of concrete containing a high volume of tire-rubber particles. *Waste Management*, 28(12), 2472-2482. 2008.
12. **Zheng, L., Huo, X. S., & Yuan, Y.** Experimental investigation on dynamic properties of rubberized concrete. *Construction and building materials*, 22(5), 939-947. 2008.
13. **Zheng, L., Huo, X. S., & Yuan, Y.** Strength, modulus of elasticity, and brittleness index of rubberized concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 20(11), 692-699. 2008.
14. **Skripkiūnas, G., Grinys, A., & Černius, B.** Deformation properties of concrete with rubber waste additives. *Materials science [Medžiagotyra]*, 13(3), 219-223. 2007.
15. **Anson, M.** An investigation into a hypothetical deformation and failure mechanism for concrete. *Magazine of Concrete Research*, 16(47), 73-82. 1964.
16. **Lin, C. Y., Yao, G. C., & Lin, C. H.** A Study on the Damping Ratio of Rubber Concrete. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, 9(2), 423-429. 2010.
17. **Najim, K. B., & Hall, M. R.** Mechanical and dynamic properties of self-compacting crumb rubber modified concrete. *Construction and building materials*, 27(1), 521-530. 2012.
18. **Topcu, I. B.** The properties of rubberized concretes. *Cement and Concrete Research*, 25(2), 304-310. 1995.
19. **Fattuhi, N. I., & Clark, L. A.** Cement-based materials containing shredded scrap truck tyre rubber. *Construction and building materials*, 10(4), 229-236. 1996.
20. **Atahan, A. O., & Yücel, A. Ö.** Crumb rubber in concrete: static and dynamic evaluation. *Construction and Building Materials*, 36, 617-622. 2012.

BIBLIOGRAFÍA

21. **Aliabdo, A. A., Elmoaty, A. E. M. A., & AbdElbaset, M. M.** Utilization of waste rubber in non-structural applications. *Construction and Building Materials*, 91, 195-207. 2015.
22. **Sukontasukkul, P.** Use of crumb rubber to improve thermal and sound properties of pre-cast concrete panel. *Construction and Building Materials*, 23(2), 1084-1092,. 2009.
23. **Albano, C., Camacho, N., Reyes, J., Feliu, J. L., & Hernández, M.** Influence of scrap rubber addition to Portland I concrete composites: destructive and non-destructive testing. *Composite Structures*, 71(3), 439-446. 2005.
24. **del Hormigón Estructural, I.** EHE-08 Anejo 14. Madrid, Ministerio de Fomento, Secretaría General Técnica. 2008.
25. **Mármol Salazar, P. C.** Hormigones con fibras de acero características mecánicas (Doctoral dissertation, Caminos). 2010.
26. **Arqhys.com.** GRC. [online] Available at: <http://www.arqhys.com/casas/grc.html> [Accessed 28 Jan. 2016]. 2016.
27. **Grca.org.uk.** *About GRC - International Glassfibre Reinforced Concrete Association (GRCA) for GRC / GFRC.* [online] Available at: <http://www.grca.org.uk/product/> [Accessed 28 Jan. 2016]. 2016.
28. **De La Edificación, C. T.** *Documento Básico. Ministerio de la Vivienda.* 2006.
29. **(NBE-CA-88),** Norma Básica de la Edificación sobre Condiciones Acústicas en los Edificios.
30. **vidrio., UNE-EN 1169:2000.** Productos prefabricados de hormigón. Reglas generales para el control de producción en fábrica de hormigón armado con fibra de.
31. **cíclico., UNE-EN 1170-8:2009.** Método de ensayo para hormigón armado con fibra de vidrio. Parte 8: Ensayo de tipo de envejecimiento a la intemperie.
32. **BS 6432, 1990: Methods for determining properties of glass fibre reinforced concrete material. (1984 Re-issued 1990).** BSI, London, U.K.

33. **Panelco, G. F. R. C. (2010).** Paneles Arquitectónicos y elementos Constructivos en GFRC. Obtenido de Especificaciones Tecnicas Paneles de GFRC: [http://www. panelcogrc. es/images/documentos/Especificaciones% 20Tecnicas% 20PGRC. pdf](http://www.panelcogrc.es/images/documentos/Especificaciones%20Tecnicas%20PGRC.pdf).

34. **Imcyc.com, (2016).** [online] Available at: <http://www.imcyc.com/revistacyt/img/cont/fibras.jpg> [Accessed 28 Jan. 2016].

35. **UNE-EN 14889-2:2008.** Fibras para hormigón. Parte 2: Fibras poliméricas. Definiciones, especificaciones y conformidad.

36. **B Betterman, L. R., Ouyang, C., & Shah, S. P.** *Fiber-matrix interaction in microfiber-reinforced mortar. Advanced Cement Based Materials, 2(2), 53-61.* 1995.

37. **Di Prisco, M., Plizzari, G., & Vandewalle, L.** *Fibre reinforced concrete: new design perspectives. Materials and Structures, 42(9), 1261-1281.* 2009.

38. **(2014) Hormigón reforzado con Fibras. Santiago de Chile, Chile. Sika.**

39. **Foglar, M., & Kovar, M.** *Conclusions from experimental testing of blast resistance of FRC and RC bridge decks. International Journal of Impact Engineering, 59, 18-28.* 2013.

40. **Bai, W., Zhang, J., Yan, P., & Wang, X.** *Study on vibration alleviating properties of glass fiber reinforced polymer concrete through orthogonal tests. Materials & Design, 30(4), 1417-1421.* 2009.

41. **Yan, L., Jenkins, C. H., & Pendleton, R. L.** *Polyolefin fiber-reinforced concrete composites: part II. Damping and interface debonding. Cement and concrete research, 30(3), 403-410.* 2000.

42. **Nabavi, S. F.** *Influence of polymers on concrete damping properties. In Proceedings of the European conference of chemical engineering, and European conference of civil engineering, and European conference of mechanical engineering, and European conference on Control (p. (2010, November).*

43. **Chung, D. D. L.** *Structural composite materials tailored for damping. Journal of Alloys and Compounds, 355(1), 216-223.* 2003.

44. Yan, L., Jenkins, C. H., & Pendleton, R. L. *Polyolefin fiber-reinforced concrete composites: Part I. Damping and frequency characteristics*. *Cement and concrete research*, 30(3), 391-401. 2000.
45. Ghosni, N., & Samali, B. *Experimental evaluation of dynamic properties of fibre reinforced polymer modified concrete*. In *Proceedings of the Thirteenth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-13) (pp. C-5). The Thirteenth East Asia-Pacific C.* (2013, September).
46. Chandra, R., Singh, S. P., & Gupta, K. *Damping studies in fiber-reinforced composites—a review*. *Composite structures*, 46(1), 41-51. 1999.
47. **Ruconbar.com**. RUCONBAR | Area of application. [online] Available at: <http://www.ruconbar.com/about-the-product/area-of-application/> [Accessed 28 Jan. 2016]. [30] NEW JERSEY <http://www.lifeproject-newjersey.com/>. 2016.
48. **Lifeproject-newjersey.com**. *New Jersey Life Project*. [online] Available at: <http://www.lifeproject-newjersey.com> [Accessed 28 Jan. 2016]. 2016.
49. Haladin, I., Baričević, A., Bjegović, D., & Lakušić, S. *Innovative materials for sustainable railway tracks*. In *2nd International Conference on Road and Rail Infrastructures-CETRA 2012*. Hrvatska znanstvena bibliografija i MZOS-Svibor. (2012, January).
50. Morbi, A., Molfetta, M. A., & Sgobba, S. *U.S. Patent Application No. 14/242,946*. 2014.
51. Yen, K. J., Lee, M. T., Chou, L. H., Chang, J. R., & Yang, C. K. *U.S. Patent No. 8,536,239*. Washington, DC: U.S. Patent and Trademark Office. 2013.
52. Balachandran, B., & Magrab, E. B. *Vibraciones*. Thomson. 2006.
53. Wolf, J. P. *Dynamic soil-structure interaction*. Prentice Hall int.. 1985.
54. Griffin, M. *Handbook of human vibration*. Academic Press, USA. 1996.
55. Wolf, J. P., & Song, C. *Some cornerstones of dynamic soil–structure interaction*. *Engineering Structures*, 24(1), 13-28. 2002.

56. Wheel/Rail Noise, Transportation Research Board, Report 23, Washington D.C., 1997.

57. Product information Pandrol Vanguard. Addlestone, England, Pandrol Rail Fastenings Ltd.

58. ADH (BONDED DFF) System: Product information (2015), Douie, France. Pandrol Track Systems.

59. HO, Wai, Lun, "Rail vibrations absorber and fastening mechanism", "WO 2011/073826 A1" Hong Kong, 23 June 2011.

60. Lakušić, S., Ahac, M., & Haladin, I. *Experimental investigation of railway track with under sleeper pad. In 10th Slovenian Road and Transportation Congress. Hrvatska znanstvena bibliografija i MZOS-Svibor.* (2010, January).

61. Pita, A. Lopez. "Infraestructuras ferroviarias": Edicions UPC. 2006.

62. P.F., Teixeira. *Contribución a la reducción de los costes de mantenimiento de vías de alta velocidad mediante la optimización de su rigidez vertical Tesis Doctoral. ETSICCP Barcelona.* 2003.

63. —. *Elasticidad de la vía con y sin balasto. Jornada de reflexión y debate: "Vía con balasto versus vía en placa. Criterios técnico-económicos para una decisión"* .Madrid. 2007.

64. http://www.tiflex.co.uk/track_home/railpads/railpads.html, Tiflex (2014). Trackelast. Recurso on-line disponible en:

65. SEDRA, EDILON. *Edilon CORKELAST. Recurso on-line disponible en: https://www.edilonsedra.com/wp-content/uploads/2015/09/ERS-LR-SPAANS-WEB.pdf.* 2015.

66. www.commentmgr.com/projects/1212/docs/CH-4.8%20Vibration.PDF, "Vibration" de:

67. P.F., Teixeira. *Elasticidad de la vía con y sin balasto. Jornada de reflexión y debate: "Vía con balasto versus vía en placa. Criterios técnico-económicos para una decisión"* .Madrid. 2007.

BIBLIOGRAFÍA

68. **Stiebel, D.** *Influence of Under Sleeper Pads on Noise and Vibration Emission Based on Measurements of the Project Partners, UIC Project No I/05/U/440, WP 3 Noise and Vibration, Annex Task 3.1,(Document 05-I-4608-TZF12-01).* 2006.
69. **Vidal Muro, A.** *Vibraciones en las vías del ferrocarril.* 2009.
70. **Riessberger, A.** *Ballast track for high speeds Proceedings Tracks for High-Speed Railways, Porto, Portugal, pp. 23-44.* 2006.
71. **R., Schilder.** *UIC project no. I/05/U/440 USP-under sleeper pads. Applications and benefits of elastic elements in ballasted tracks UIC, Paris 17.* 2006.
72. **Riessberger, A.** *Ballast track for high speeds Proceedings Tracks for High-Speed Railways, Porto, Portugal, pp. 23-44.* 2006.
73. **Carrascal, I., Casado, J. A., Varona, J. M., Polanco, J. A., & Gutiérrez-Solana, F.** *Determinación del fallo por fatiga en base a consideraciones energéticas de componentes de PA 6.6 reforzada con fibra de vidrio. In Anales de Mecánica de la Fractura (Vol. 21, pp. 427-431).* 2004.
74. **Sedra, Edilon.** *Recurso on-line disponible en:: www.edilonsedra.com.* 2015.
75. **System Data sheet: CDM-USP (2012), Overijse, Belgium, CDM.** Rev. 5/05/2012.
76. **Suelas bajo traviesa para la subestructura de balasto (2015).** Herrenau, Austria Getzner Werkstoffe GmbH.
77. **Köstli K.;** *Schwellenbesohlung zur Reduktion von Körperschall-Immissionen; Documentación del 10º Simposio sobre Dinámica de Estructuras y Medición de Vibraciones, Ziegler Consultants.* 2007.
78. **Low vibration track system (LVT): Vibration attenuation report (2011).** Müntschemier, Switzerland. **Sonneville AG.**
79. **Ingenieurbüro Dr. Heiland (2009).** Report No. 10-3670-B2, Bochum, 1st.
80. **High attenuation sleeper system: Vibration Mitigation system for monoblock sleepers (2014).** Paris, France. **Sateba.**

81. Soluciones inteligentes de BASF Construction Chemicals: "Obras Tramo Jardín Ayora-Marítimo de la línea T4 de tranvía de Valencia". (2007). **Palau solità i plegamans, España. BASF construction chemicals España S.L.**

82. **www.sistemamlg.es., MLG (2011). Recurso on-line disponible en:.**

83. **technology, ISSOLGOMMA Issulation. Visible body: RAILWAY. Albettone, Italia. Recurso on-line disponible en: www.isolgomma.com/eng/prodotti_categoria.php/sezione=railway/id_sezione=1. 2011.**

84. **<https://www.getzner.com/es/productos/productos-para-ferrocarril/mantas-elasticas-bajo-la-grava>, Getzner Werstoffe" Recuperado de:.**

85. **<http://cdmse.com.>, CDM" Recurso on-line disponible en:.**

86. **Lizana, R. Alvarez. Estudios de vibraciones en líneas de alta velocidad en Vibraciones causadas por el ferrocarril. Análisis y soluciones correctoras. Bilbao. 2011.**

87. **<http://cdmse.com.>, CDM" Recurso on-line disponible en:.**

88. **GETZNER, SYLOMER D de.**

89. —.

90. **technology, ISSOLGOMMA Issulation. Visible body: MATRACK line under balalst. Albettone, Italia. Recurso on-line disponible en: http://www.isolgomma.com/eng/prodotti_sottocategoria.php/sezione=railway/id_sezione=1/id_cat=11. 2011.**

91. —. *Visible body: MATRACK line under balalst. Albettone, Italia. Recurso on-line disponible en: http://www.isolgomma.com/eng/prodotti_sottocategoria.php/sezione=railway/id_sezione=1/id_cat=11. 2011.*

92. **EDILON Sedra . Visible body: TRACKELAST . Haarlem, The Netherlands. Recuperado de: <https://www.edilonsedra.com/es/downloads-trackelast/>.**

93. http://www.railone.de/fileadmin/daten/05-presse-medien/downloads/broschueren/en/Getrac_EN2012_ebook.pdf, **Rail One (2012). Getrack A3. Recurso on-line disponible en:**

94. **One, Rail.** *Getrack A3. Recurso on-line disponible en:* http://www.railone.de/fileadmin/daten/05-presse-medien/downloads/broschueren/en/Getrac_EN2012_ebook.pdf. 2012.

95. http://www.railone.de/fileadmin/daten/05-presse-medien/downloads/broschueren/en/Green_tracks_EN_2011_ebook.pdf, **Rail One (2012). ATD. Recurso on-line disponible en:**

96. **Leilei, X.** *Influence of in-filled trench as wave barrier on ground vibrations . Stockholm: MSc Thesis, Royal Institute of Technology.* 2012.

97. **Murillo, C., Thorel, L., & Caicedo, B.** *Ground vibration isolation with geof foam barriers: Centrifuge modeling . Geotextiles and Geomembranes (27), 423-434.* 2009.

98. **Ju, S. H.** *Three-dimensional analyses of wave barriers for reduction of train-induced vibrations. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering (130-7), 740-748.* 2004.

99. **Yang, Y. B., & Hung, H. H.** *A parametric study of wave barriers for reduction of train-induced vibrations . International Journal for Numerical Methods in Engineering (40), 3729-3747.* 1997.

100. **Hung, H. H., Yang, Y. B., & Chang, D. W.** *Wave barriers for reduction of train-induced vibrations in soils . Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering (130), 1283-1291.* 2004.

101. **El Nagggar, M. H., & Chehab, A. G.** *Vibration barriers for shock-producing equipment. Canadian Geotechnical Journal (42-1), 297-306.* 2005.

102. 1970., **FE. Woods RD.** **Vibration of soils and foundations. Ed. I. Prentice-Hall.**

103. —.

104. **Dijkmans, A., Coulier, P., Lombaert, G., Degrande, G., Jiang, J., & Thompson, D. J.** *Transmission path mitigation measures for railway induced vibrations*. 2012.

105. **Bongini, E.** *Mitigation measures to reduce ground vibration: From the vehicle to the propagation path*. In *Transport Research Arena (TRA) 5th Conference: Transport Solutions from Research to Deployment*. 2014, April.

106. **<http://www.ifc-es.com>**, ICF Cimentaciones Especiales (2006). Recurso on-line disponible en:.

107. **Pérez Valcárcel, J.** *Apuntes ETS Arquitectura de A Coruña*. A Coruña, España.

108. **Coulier, P., Cuéllar, V., Degrande, G., & Lombaert, G.** *Experimental and numerical evaluation of the effectiveness of a stiff wave barrier in the soil*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 77, 238-253. 2015.

109. **Bredenberg, H, Broms, BB, Holm, G.** *Dry mix methods for deep soil stabilization*. Rotterdam, Netherlands. Balkema eds. 1999.

110. **Coulier, P., François, S., Degrande, G., & Lombaert, G.** *Subgrade stiffening next to the track as a wave impeding barrier for railway induced vibrations*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 48, 119-131. 2013.

111. **Heringinternational.com.** *Systemised construction solutions - Special products for the construction sector*. Recurso on-line disponible en: <https://www.heringinternational.com/en/>. 2016.

112. **Pita, A. L.** *Infraestructuras ferroviarias (Vol. 12)*. Universitat Politècnica de Catalunya. Iniciativa Digital Politècnica. 2006.

113. **Thompson, D.** *Railway noise and vibration: mechanisms, modelling and means of control*. Elsevier. 2008.

114. **Esveld, C.** *Modern railway track*. 2001.

-
115. **Teixeira, P. F.** *Contribución a la reducción de los costes de mantenimiento de vías de alta velocidad mediante la optimización de su rigidez vertical.* Universitat Politècnica de Catalunya. 2005.
116. **Buch, A. R., Fernández, F. J. F., & González, L. M. B.** *Modelo dinámico de la interacción vía-vehículo basado en subestructuración.* Universidad Politécnica de Valencia. 2006.
117. **Saulot, A.** *Analyse tribologique du contact roue-rail: modélisation et expérimentations: cas de l'usure ondulatoire (Doctoral dissertation, Villeurbanne, INSA).* 2005.
118. **Pallgen, G.** *Unrunde Räder an Eisenbahnfahrzeugen: Durch ortsfeste Messanlagen können unrunde Räder an Schienenfahrzeugen detektiert werden.* *Der Eisenbahningenieur*, 49(1), 56-60. 1998.
119. **ferrocarriles, Apuntes de la unidad de.**
120. **Connolly, D. P., Kouroussis, G., Laghrouche, O., Ho, C. L., & Forde, M. C.** *Benchmarking railway vibrations—Track, vehicle, ground and building effects.* *Construction and Building Materials*. 2014.
121. **HUERGA, J. A. P.** *VÍA EN PLACA: APLICACIÓN A ENTORNOS METROPOLITANOS.*
122. **Anacleto Lupiáñez, S.** *Modelización de la interacción vía-tranvía.* 2009.
123. **Karrech, A., Duhamel, D., Bonnet, G., Chevoir, F., Roux, J. N., Canou, J., & Dupla, J. C.** *A discrete element study of settlement in vibrated granular layers: role of contact loss and acceleration.* *Granular Matter*, 10(5), 369-375. 2008.
124. **Morgan, J. G. D., & Markland, E.** *The effect of vibration on ballast beds.* *Geotechnique*, 31(3), 367-386. 1981.
125. **Es.wikipedia.org.** *Onda sísmica.* [online] Available at: https://es.wikipedia.org/wiki/Onda_s%C3%ADsmica [Accessed 29 Jan. 2016]. 2016.

126. **J. I. Real, C. Zamorano, C. Hernández, F. Ribes.** "Wave barriers for the reduction of railway induced vibrations. Analysis in tracks with geometric restrictions"; *Journal of Vibroengineering*; 0(0), pp.1 - 13;2014.

127. **UNE-ISO 2631-2:2011.** *Vibraciones y choques mecánicos. Evaluación de la exposición humana a las vibraciones de cuerpo entero. Parte 2: Vibración en edificios (1 Hz a 80 Hz).* 2011.

128. **Álvarez, D., Luque, P.** *Ingeniería e Infraestructura de los Transportes: Ferrocarriles.* Universidad de Oviedo. 2003.

129. **Ley 3/1998, de 27 de febrero, de protección general del Medio Ambiente en el País Vasco.** 1988.

130. **Real Herráiz, J. I., Zamorano, C., Asensio Serrano, T., & Real, T.** *Study of the mitigation of tram-induced vibrations on different track typologies.* In *Journal of Vibroengineering* (Vol. 15, No. 4, pp. 2057-2075). Research Center of the Public Institution "Vibromechanika. 2013.

131. **Van Lier, S.** *The vibro-acoustic modelling of slab track with embedded rails.* *Journal of sound and vibration*, 231(3), 805-817. 2000.

132. **A., Ruano.** *Las líneas de alta velocidad frente a las líneas convencionales. Adaptación de las líneas convencionales a velocidad alta.* *Enginyeria de Camins, Canals i Ports.* 2007.

133. **Carrascal I., Casado A., Polanco J.A.** *Comportamiento en fatiga de sujeciones de vía de ferrocarril.* *Anuales de mecánica de la fractura*, 18, 27-35. 2001.

134. **Carrascal I., et al.** *Comportamiento dinámico de placas de asiento de sujeción de vía de ferrocarril.* *Anuales de mecánica de la fractura*, 22. 2005.

135. **Pliego de Prescripciones Técnicas Generales de Materiales Ferroviarios.** (Disponible en: http://www.carreteros.org/legislacionb/ferrocarriles/pf/capitulos/6/c_6.htm).

136. **González de Vallejo L.I., Ferrer M., Ortuño L., Oteo C.** *Ingeniería Geológica.* Madrid: Pearson Educación, S.A. 2002.

BIBLIOGRAFÍA

137. **Masoumi H., Van Leuven A., Urbaniak S.** *Mitigation of train induced vibrations by wave impeding blocks: numerical prediction and experimental validation.* 2014.
138. **Plaxis.** *Manual PLAXIS 2D. Delft (Holanda), 2011.* 2011.
139. **Towhata, I.** *Geotechnical Earthquake Engineering.* Springer-Verlag Berlin,. 2008.
140. **Kramer, S. L.** *Geotechnical Earthquake Engineering.* USA. Prentice-Hall,. 1996.
141. **Lysmer J., Kuhlemeyer R.L.** *Finite Dynamic model for infinite media. Journal.* 1969.
142. **Deeks A., Randolph M.F.** *Axisymmetric time-domain transmitting boundaries.* 1994.
143. **D., Thompson.** *Railway Noise and vibration. Mechanisms, modeling and means of control.* Elsevier. 2009.
144. **Andersen L., Jones C.J.C.** *Three-dimensional elastodynamic analysis using multiple boundary element domains. University of Southampton, Institute of Sound and Vibration Research.* 2001.
145. **Fomento, Ministerio de.** *Recomendaciones para el proyecto de plataformas ferroviarias.* Madrid. 1999.
146. **ADIF.**
http://www.adifaltavelocidad.es/es_ES/infraestructuras/lineas_de_alta_velocidad/lineas_de_alta_velocidad.shtml.
147. **Fomento, Instituto Geográfico Nacional. Ministerio de.** 2017.
148. **Wolf, J.P. & Meek, J.W.** *Insights of cutoff frequency on soil layers.* 1991.
149. **Vidal Muro, A.** *Vibraciones en las vías de Ferrocarril.* Universitat Politècnica de Catalunya. 2009.

150. **Richart, F.E., Hall, J.R., Woods, R.D.** *Vibrations of Soils and Foundations*. 1970.
151. **Galvín, P.** *Análisis numérico y experimental de las vibraciones ocasionadas por el paso de trenes de alta velocidad en el suelo y en estructuras cercanas a la vía*. 2007.
152. **Goicolea, J.M., Domínguez, J., Nasarre, J.** *Dynamic effects in railway bridges: resonance for high speed*. *Revista de Obras públicas* n°3428. Pp. 39-50. 2002.
153. **al, Lombaert et.** *The experimental validation of a numerical model for the prediction of railway induced vibrations*. *Journal of Sound and Vibration*. Vol. 297. Pp. 512-535. 2006.
154. **2631-2:2011, AENOR. UNE-ISO.** *Vibraciones y choques mecánicos. Evaluación de la exposición humana a las vibraciones de cuerpo entero. Parte 2, Vibración en edificios (1 Hz a 80 Hz)*. 2001.
155. **Industrial, Instituto Nacional de Tecnología.**
<https://www.inti.gov.ar/cirsoc/pdf/vibraciones/34564-8.pdf>.
156. **4150-3, DIN.** *Structural vibration - Effects of vibration on structures*. 1999-02.
157. **Fomento, Ministerio de.** *Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)*. 2011.
158. —. *Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)*. 2012.
159. —. *Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)*. 2010.
160. **Águila Soto, A.D.** *Procedimiento de Evaluación de Riesgos Ergonómicos y Psicosociales*. Universidad de Almería. Pp 43-46.
161. **D. Connolly, A. Giannopoulos, W. Fan, P. K. Woodward, M. C, Forde.** *“Optimising low acoustic impedance back-fill material wave barrier dimensions to shield structures from ground borne high speed rail vibrations”*; *Construction and Building Materials*, 44(2013), pp. 557 - 564; 2013.

162. **S. Morales-Ivorra, F. Ribes LLario, M. Labrado-Palomo, J. I Real-Herráiz.** *In-filled wave barriers for the reduction of railway induced vibrations. Analysis of impedance ratio and effect of frequency on attenuation effectiveness.* 2017.
163. **M. Adam, O. vonEstorff.** "Reduction of train-induced building vibrations by using open and filled trenches"; *Computers and Structures*; 83 (2005) pp. 11-24; 2005.
164. **José Pérez, Antonio, y otros.** "Study of attenuation capacity of wave impeding blocks in railway applications. 2017.
165. **12350-2:2009, UNE-EN.** *Ensayos de hormigón fresco. Parte 2: Ensayo de asentamiento.*
166. **Barra Bizinotto, M., Riba, J., de Paula, F., Royano García, V., & Vázquez Ramonich, E.** *Realización de ensayos de laboratorio de hormigón con caucho procedente de neumáticos fuera de uso (NFU).* 2009.
167. **12390-7:2009, UNE-EN.** *Ensayos de hormigón endurecido. Parte 7: Densidad del hormigón endurecido.*
168. **12390-3:2009, UNE-EN.** *Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas.*
169. **12390-13:2014, UNE-EN.** *Ensayos de hormigón endurecido. Parte 13: Determinación del módulo secante de elasticidad en compresión.*
170. **12504-2:2013, UNE-EN.** *Ensayos de hormigón en estructuras. Parte 2: Ensayos no destructivos. Determinación del índice de rebote.*
171. **12390-8:2009, UNE-EN.** *Ensayos de hormigón endurecido. Parte 8: Profundidad de penetración de agua bajo presión.*
172. **12350-7:2010, UNE-EN.** *Ensayos de hormigón fresco. Parte 7: Determinación del contenido de aire. Métodos de presión.*
173. **Lin, C. Y., Yao, G. C., & Lin, C. H.** *A Study on the Damping Ratio of Rubber Concrete. Journal of Asian Architecture and Building Engineering, 9(2), 423-429.* 2012.

174. 12504-4:2006, UNE-EN. *Ensayos de hormigón en estructuras. Parte 4: Determinación de la velocidad de los impulsos ultrasónicos.*
175. 12350-2:2009, UNE-EN. *Ensayos de hormigón fresco. Parte 2: Ensayo de asentamiento.*
176. Barra Bizinotto, M., Riba, J., de Paula, F., Royano García, V., & Vázquez. *Realización de ensayos de laboratorio de hormigón con caucho procedente de neumáticos fuera de uso (NFU).* 2009.
177. 12390-3:2009, UNE-EN. *Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas.*
178. 12390-6:2010, UNE-EN. *Ensayos de hormigón endurecido. Parte 6: Resistencia a tracción indirecta de probetas.*
179. 12390-13:2014, UNE-EN. *Ensayos de hormigón endurecido. Parte 13: Determinación del módulo secante de elasticidad en compresión.*
180. 12504-2:2013, UNE-EN. *Ensayos de hormigón en estructuras. Parte 2: Ensayos no destructivos. Determinación del índice de rebote.*
181. 12390-8:2009, UNE-EN. *Ensayos de hormigón endurecido. Parte 8: Profundidad de penetración de agua bajo presión.*
182. Lin, C. Y., Yao, G. C., & Lin, C. H. *A Study on the Damping Ratio of Rubber Concrete. Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, 9(2), 423-429. 2010.
183. 12350-7:2010, UNE-EN. *Ensayos de hormigón fresco. Parte 7: Determinación del contenido de aire. Métodos de presión.*
184. Ghaly A, Cahill J. *Correlation of strength, rubber content, and water to cement ratio in rubberized concrete. Can J Civil Eng* 32, pp.1075–81. 2005.
185. Valadares, F. *Mechanical performance of structural concretes containing rubber waste from waste tires. M. Sc. in civil engineering, ISTUTL, Lisbon-Portugal.* 2009.

BIBLIOGRAFÍA

186. **Freitas C, Galvão J, Portella K, Joukoski A, Filho C.** *Desempenhofísico-químico e mecânico de concreto de cimento Portland com borracha de estirenbutadieno reciclada de pneus.* *Química Nova*;32:913–8. 2009.
187. **Aiello, M. A., &Leuzzi, F.** *Waste tyre rubberized concrete: Properties at fresh and hardened state.* *Waste Management*, 30(8), 1696-1704. 2010.
188. **Ganjian, E., Khorami, M., &Maghsoudi, A. A.** *Scrap-tyre-rubberreplacement for aggregate and filler in concrete.**Construction and BuildingMaterials*, 23(5), 1828-1836. 2009.
189. **DE NÁJERA, V.** *Modelos elastoplásticos de cálculo por elementos finitos para el diseño de plataformas ferroviarias: Aplicación al diseño de vías de alta velocidad con subbalasto bituminoso.* 2007.
190. **VIDAL MURO, A.** *Vibraciones en las vías del ferrocarril.* 2009.
191. **RANZ, C. y COBO, P.** *Medida de las pérdidas por inserción y estimación de parámetros físicos representativos en paneles sumergidos en agua y utilizados como ventanas acústicas.* 1999.
192. **BOBBER, R.J.** *Underwater Electroacoustic Measurements, Naval Research Laboratory.* Washington DC. 1970.
193. **HALL, J.R., RICHART, F.E., WOODS, R.D.** *Vibrations of Soils and Foundations.* 1970.
194. **RENFE. N.R.V. 2-1-0.1.** *Obras de tierra. Capas de asiento ferroviarias.* 1983.
195. **FOMENTO, MINISTERIO DE.** *Estudios informativos para el desarrollo de la Red de Alta Velocidad en Asturias. Tramo Oviedo-Gijón/Avilés.* 2015.
196. —. *Estudios informativos para el desarrollo de la Red de Alta Velocidad en Asturias. Tramo Oviedo-Gijón/Avilés.* 2015.
197. **VILLALBA SANCHÍS, I.** *Estudio y optimización de la eficiencia energética en la conducción de trenes metropolitanos de la ciudad de Valencia. Tesina de final de Máster. Universidad Politécnica de Valencia.* 2015.

198. **innovation, DEWEsoft® measurements.** *Manual técnico de SIRIUS V1.4.4.* <https://www.dewesoft.com>. 2016.
199. **Kaewunruen S., Remennikov A.** *Dynamic Properties of railway track and its components: a state-of-the-art review.* 2008.
200. **Liu J., Li B.** *A unified viscous-spring artificial boundary for 3-D static and.* 2005.
201. **Connolly, D. P., Kouroussis, G., Laghrouche, O., Ho, C. L., & Forde, M. C.** *Benchmarking railway vibrations—Track, vehicle, ground and building effects.* *Construction.* 2015.
202. **García, A.** *Locomotoras diesel eléctricas 313 y 321.* *Vía Libre. Recurso on-line recuperado de* <http://web.archive.org/web/20070927233716/http://www.vialibreffe.com/material/pdf/486-may05.pdf>. 2005.
203. **INECO.** *Vía en placa versus vía en balasto. Criterios técnico-económicos para una decisión.* *Jornada de reflexión y debate Aula Carlos Roa.* 2007.
204. **ACELORMITTAL.** *General Rail Catalogue.* *REV. CPIE-V1.0/13.* 20013.
205. **Carrascal, I. A., Casado, J. A., Polanco, J. A., & Gutiérrez-Solana, F.** *Comportamiento dinámico de placas de asiento de sujeción de vía de ferrocarril.* *Anales de mecánica de la fractura*, 22. 2005.
206. **Oliveros Rives, F., López Pita, A., & Megía Puente, M.** *Tratado de Ferrocarriles I - Vía.* *Madrid: Editorial Rueda.* 1977.
207. **ACELORMITTAL.** *General Rail Catalogue.* *REV. CPIE-V1.0/13.* 2013.
208. **FOMENTO.** *Estudio informativo de integración del ferrocarril en Sant Feliu de Llobregat, Barcelona.* *Ministerio de Fomento, Dirección General de Ferrocarriles.* 2008.
209. **NECO-TIFSA.** *La placa, una alternativa al balasto.* *Revista de la ingeniería y consultoría del transporte.* 2009.
210. **Pañero, J.A.** *Vía en placa: Aplicación a entornos metropolitanos.* 2006.

BIBLIOGRAFÍA

- 211. UNE-EN 12299:2010**, *Aplicaciones ferroviarias, Comodidad de viaje para los pasajeros. Medición y evaluación.*
- 212. REAL DECRETO 330/2009, de 13 de marzo**, *sobre la protección de la salud y la seguridad de los trabajadores frente a los riesgos derivados o que puedan derivarse de la exposición a vibraciones mecánicas.*
- 213. Real Decreto 1367/2007, de 19 de octubre**, *desarrolla la Ley 37/2007, del Ruido, en lo referente a zonificación acústica, objetivos de calidad y emisiones acústicas. BOE, nº 254. 2007.*
- 214. UNE-ISO 2631-1:2008**. *Vibraciones y choques mecánicos. Evaluación de la exposición humana a las vibraciones de cuerpo entero. Parte 1: Requisitos generales. 2008.*
- 215. Decreto 55/2012, de 15 de marzo, del Consejo de Gobierno**, *por el que se establece el régimen legal de protección contra la contaminación acústica en la Comunidad de Madrid. Boletín Oficial de la Comunidad de Madrid (BOCM) de 22 de marzo de 2012.*
- 216. Ley 16/2002, de 28 de junio**, *de protección contra la contaminación acústica de la Generalitat de Catalunya. 2002.*
- 217. Llei 3/1998, de 27 de febrer**, *de la intervenció integral de l'Administració ambiental. Diari Oficial de la Generalitat de Catalunya (DOGC). Núm. 2598 - 13.03.1998.*
- 218. Decret 136/1999, de 18 de maig**, *pel qual s'aprova el Reglament general de desplegament de la Llei 3/1998, de 27 de febrer, de la intervenció integral de l'administració ambiental, i s'adapten els seus annexos. Diari Oficial de la Generalitat de Catalunya .*
- 219. Resolució de 30 d'octubre de 1995**, *per la qual s'aprova una ordenança municipal tipus reguladora del soroll i de les vibracions. Diari Oficial de la Generalitat de Catalunya (DOGC). Núm. 2126 - 10.11.1995.*
- 220. Decreto 6/2012, de 17 de enero, de la Junta de Andalucía** *por el que se aprueba el Reglamento de Protección contra la Contaminación Acústica en Andalucía. 2012.*
- 221. Ley 7/2007, de 9 de julio**, *de Gestión Integrada de la Calidad Ambiental de la Junta de Andalucía. 2007.*

222. ISO 2631-1:1997, Mechanical vibration and shock -- Evaluation of human exposure to whole-body vibration -- Part 1: General requirements.

223. Ley 7/2002, de 3 de diciembre, de la Generalitat Valenciana. Ley de protección contra la contaminación acústica. 2002.

224. Decreto 266/2004, de 3 de diciembre, del Consell de la Generalitat, por el que se establecen normas de prevención y corrección de la contaminación acústica en relación con actividades, instalaciones, edificaciones, obras y servicios. 2004.

225. Ley 7/2010, de 18 de noviembre, de Protección Contra la Contaminación Acústica de Aragón. 2010.

226. Decreto 99/1985, de 17 de octubre, por el que se aprueban las normas sobre condiciones técnicas de los proyectos de Aislamiento Acústico y Vibraciones. 1985.

227. Ley 1/2007, de 16 de marzo, contra la Contaminación Acústica de las Illes Balears. 2007.

228. Ley 7/2011, de 5 de abril, de actividades clasificadas y espectáculos públicos y otras medidas administrativas complementarias de Canarias. 2011.

229. Ley 7/2011, de 21 de marzo, de Espectáculos Públicos, Actividades Recreativas y Establecimientos Públicos de Castilla-La Mancha. 2011.

230. Resolución de 23/4/2002, de la Consejería de Agricultura y Medio Ambiente, por la que se aprueba el modelo tipo de ordenanza municipal sobre normas de protección acústica. 2002.

231. Ley 5/2009, de 4 de junio, del Ruido. Modificada por el Decreto-Ley 3/2009, de 23 de diciembre, de Medidas de Impulso de las Actividades de Servicios en Castilla y León. 2009.

232. Decreto 19/1997, de 11 de febrero, de Reglamentación de Ruidos y Vibraciones de la Consejería de Extremadura. Diario Oficial de Extremadura (DOE). Núm.18. 1997.

233. Ley 37/2003, de 17 de noviembre, del Ruido. BOE núm. 276, de 17 de noviembre de 2003, páginas 40494 a 40505 (12 págs.). 2003.

234. Real Decreto 1367/2007, de 19 de octubre, por el que se desarrolla la Ley 37/2003, de 17 de noviembre, del Ruido, en lo referente a zonificación acústica, objetivos de calidad y emisiones acústicas. 2007.

235. Ordenanza de protección del medio ambiente frente a la contaminación por ruidos y vibraciones, aprobada por decreto de la Presidencia. Boletín Oficial de la Comunidad de Melilla (BOCME). Núm. 7, de 25-5-2001.

236. Decreto 48/1998 de 30-07-1998 de protección del medio ambiente frente al ruido. Publicado en el Boletín Oficial de la Región de Murcia (BORM). Núm. 180. 06-09-1998.

237. Decreto Foral 135/1989, de 8 de junio, por el que se establecen las condiciones técnicas que deberán cumplir las actividades emisoras de ruidos o vibraciones. Publicado en Boletín Oficial de Navarra (BON). Núm. 76, 19 de junio de 1989.

238. Resolución 1355/2008, de 22 de julio, del Director General de Medio Ambiente y Agua, por la que se aprueban los Mapas Estratégicos de Ruido y delimitación de las zonas de servidumbre acústica de las infraestructuras en la Comunidad Foral de Navarra. 2008.

239. Resolución 1328/2010, de 3 de septiembre, del Director General de Medio Ambiente y Agua, por la que se aprueba la delimitación inicial de las áreas acústicas integradas, en el ámbito territorial de los Mapas Estratégicos de Ruido de Navarra. 2010.

240. Decreto 171/1985, de 11 de junio, por el que se aprueban las normas técnicas de carácter general de aplicación a las actividades molestas, insalubres, nocivas y peligrosas a establecerse en suelo urbano residencial. 1985.

241. Standard, I. S. O. 2631-2. 2003. Mechanical vibration and shock: Evaluation of human exposure to whole-body vibration—Part 2: Vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz).

242. ISO 2631-2:1989 Evaluation of human exposure to whole-body vibration -- Part 2: Continuous and shock-induced vibrations in buildings (1 to 80 Hz).

243. ÖNORM S 9012: 2010. Evaluation of human exposure in buildings to vibration immissions by land-based traffic - Vibrations and structure-borne noise. 2010.

244. **DIN 4150-2:1999.** *Vibrations in buildings - Part 2: Effects on persons in buildings.* 1999.
245. **Ministry of the Environment:** *Vibration regulation law. Law nº 64 of 1976, latest Amendment by Law nº 75 of 1995.*
246. **NS 8176: 2005.** *Lydforhold I bygninger – Lydklasser for ulike bygningstyper.* 2005.
247. **US Department of Transportation – Federal Railroad Administration FRA** (2005). *High-Speed Ground Transportation – Noise and Vibration Impact Assessment, October.* 2005.
248. **US Department of Transportation – Federal Transit Administration FTA** (2006). *Transit Noise and Vibration Impact Assessment, May.* 2006.
249. **Farmington Hills, MI, EUA.** Report on the Physical Properties and Durability of Fiber-Reinforced Concrete (ACI 544.5R-10), American Concrete Institute. 2010.
250. La Fibra de Vidrio Vetrotex. Alcalá de Henares, España: **Saint Gobian Vetrotex.**
251. Suelas bajo traviesa para la subestructura de balasto (2015). **Herrenau, Austria Getzner Werkstoffe GmbH.**
252. **García, J.** *Objetivo Pajares: Engrasadores. Recurso on-line disponible en:* <http://objetivopajares.blogspot.com.es/2012/06/engrasadores.html>. 2012.
253. **País, El.** *La gran batalla por el mercado del tren. Recuperado de:* http://economia.elpais.com/economia/2016/04/15/actualidad/1460719288_888265.html.
254. **ferrocarril, Vía Libre. La revista del.**
255. **Railway Statistics.** *International Union of Railways (UIC).* . 2011.
256. **Profillidis, V. A., & Botzoris, G. N.** *High-Speed Railways. Present Situation and Future Prospects. Journal of Transportation Technologies, Vol. 3, pp. 30.* . 2013.

257. *European Comission. Mobility and Transport.* Recuperado de: http://ec.europa.eu/transport/infrastructure/ten-t-policy/transport-mode/doc/rail_tab1_country_length_ten-t_rail.pdf.

258. *Revista del Ferrocarril – Vía Libre.*

259. *El País.* La gran batalla por el mercado del tren. Recuperado de: http://economia.elpais.com/economia/2016/04/15/actualidad/1460719288_888265.html.

260. *El Español.* 2020, el año del 'big bang' ferroviario español. Recuperado de: http://cronicaglobal.elespanol.com/business/big-bang-ferroviario-espanol_70468_102.html.

261. *European Union-Directorate General for Energy and Transport “EU Transport in Figures”.* 2012.

262. *Kamga, C., & Yazici, M. A.* Achieving environmental sustainability beyond technological improvements: Potential role of high-speed rail in the United States of America. *Transportation Research Part D: Transport and Environment*, Vol. 31, pp. 148-164. . 2014.

263. *Cozet, Yves.* High Speed Rail Performance in France: from appraisal methodologies to expost evaluation. *International Transport Forum, discussion paper 26.* 2013.

264. *Alten.* *El Ferrocarril: Un mercado global de rápida evolución.*

265. *Corellano, P.Irache.* *Situación del tren de alta velocidad en Reino Unido.* Oficina Económica y Comercial de la Embajada de España en Londres. ICEX. . 2012.

266. *Bermejo, J.Casanovas.* *Interés del ferrocarril de alta velocidad en la República Popular China.* Tesina de Especialidad. Universitat Politècnica de Catalunya. . 2011.

267. *Group, China Railway.*

268. *Yearbook, China Statistical.* National Bureau of Statistics of China. *China Statistics Press, 2009.*

269. *Baruch Feigenbaum High Speed Rail in Europe and Asia: lessons for the United States. Reason Foundation, Study 418.. 2013.*

270. **Kamga, C., & Yazici, M. A.** *Achieving environmental sustainability beyond technological improvements: Potential role of high-speed rail in the United States of America. Transportation Research Part D: Transport and Environment, Vol. 31, pp. 148-164. 2014.*

271. **Getzner.** *Recuperado de: <https://www.getzner.com/es> .*

272. **M. Czogalla, N. Meunir, DB Systemetechnik, Prüfbericht.** *Luftschallmessungen an Streckenabschnitten mit unterschieden Schwellenbesohlungen in Kiesen (Schweiz), UIC Project No I/05/U/440, WP 3 Noise and Vibration, Annex Task 3.2-2, 2007/01/15 (Document 0.*

273. **Garburg, R.** *Under Sleeper Pads – Semelles sous Traverses – Schwellenbesohlungen, UIC Project No I/05/U/440, WP 3 Noise and Vibration, 2007/07/13 (Document 06-I-6333-TFZ 12).*

274. **Stiebel, D.** *Influencie of Under Sleeper Pads on Noise and Vibration Emission Base don Measurements of the Project Partners, UIC Project No I/05/U/440, WP 3 Noise and Vibration, Annex Task 3.1, 2006/07/03 (Document 05-I-4608-TZF12-01).*

275. **R. Müller,** *Under Ballast Mats (UBM). Insertion Loss, UIC – Report, Version 3, 2008/04/08.*

276. **Getrack A3** *http://www.railone.de/fileadmin/daten/05-pressemedien/downloads/broschueren/en/Getrac_EN2012_ebook.pdf .*

277. **ATD** *http://www.railone.de/fileadmin/daten/05-pressemedien/downloads/broschueren/en/Green_tracks_EN_2011_ebook.pdf .*

278. **Müller, R. RENVIB II, Phase 3, Task E: Guideline for Vibration itigation,** *UIC – Report, 2003/10/15 .*

279. **Pandrol, Vanguard.** *Recuperado de: <http://www.pandrol.com/product/pandrol-vanguard/> .*

280. **Garinei, A., Risitano, G., Scappaticci, L., & Castellani, F.** *An optimized method to evaluate the performance of trench isolation for railway-induced vibration. Measurement*, 94, 92-102. 2016.

281. **Diego, S., Casado, J. A., Carrascal, I., Ferreño, D., Cardona, J., & Arcos, R.** *Numerical and experimental characterization of the mechanical behavior of a new recycled elastomer for vibration isolation in railway applications. Construction and Building Information Technology*. 2017.

282. **Kaewunruen, S., & Akono, A. T.** *Engineered crumbed rubber concrete for vibroacoustic reduction in railway built environment*. 2017.

283. **Kaewunruen, S., & Remennikov, A. M.** *Current state of practice in railway track vibration isolation: an Australian overview. Australian Journal of Civil Engineering*, 14(1), 63-71. 2016.

284. **Sheng, X., Zhong, T., & Li, Y.** *Vibration and sound radiation of slab high-speed railway tracks subject to a moving harmonic load. Journal of Sound and Vibration*, 395, 160-186. 2017.

285. **Kuo, K. A., Verbraeken, H., Degrande, G., & Lombaert, G.** *Hybrid predictions of railway induced ground vibration using a combination of experimental measurements and numerical modelling. Journal of Sound and Vibration*, 373, 263-284. 2016.

286. **Thompson, D. J., Jiang, J., Toward, M. G. R., Hussein, M. F. M., Ntotsios, E., Dijckmans, A., ... & Degrande, G.** *Reducing railway-induced ground-borne vibration by using open trenches and soft-filled barriers. Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2016.

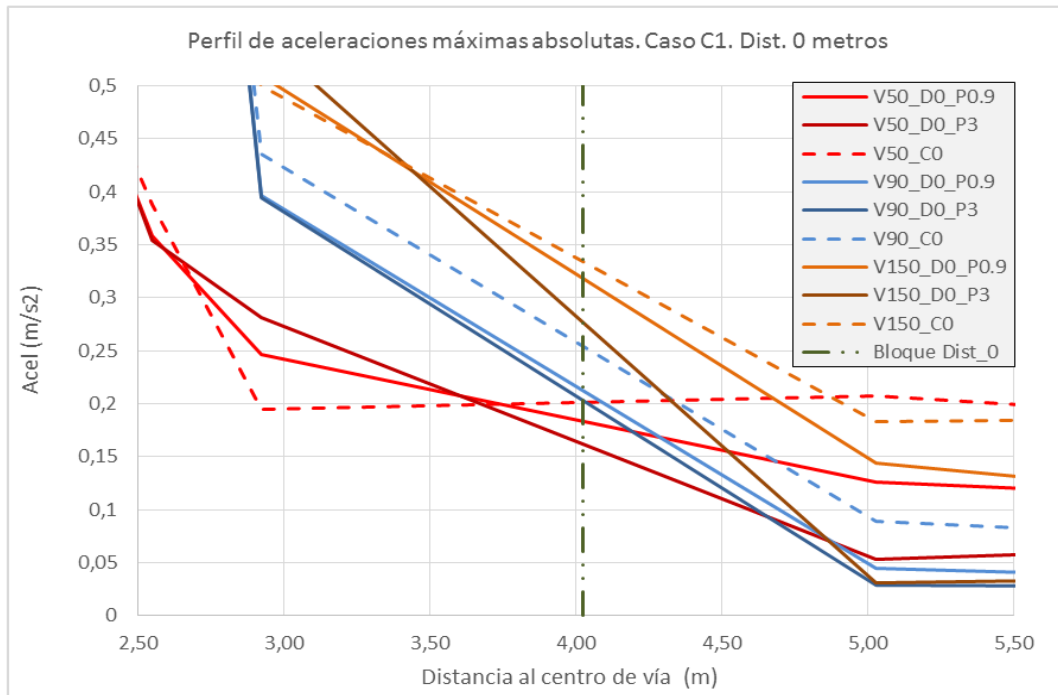
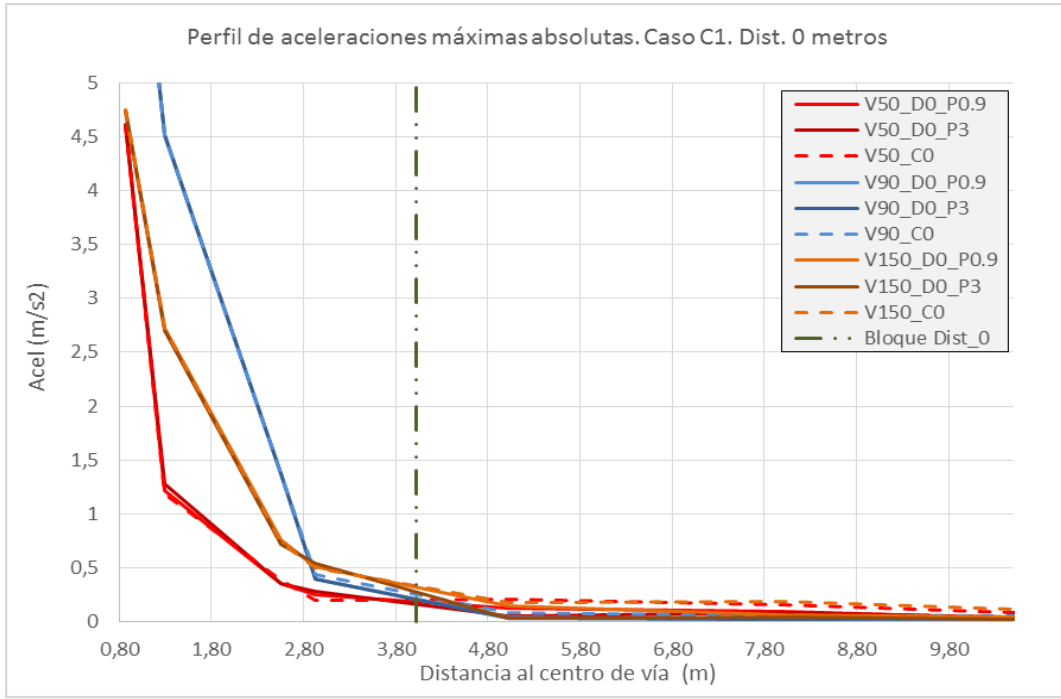
287. **You, Y. C., Choi, K. S., & Park, S. K.** *U.S. Patent No. 9,347,235. Washington, DC: U.S. Patent and Trademark Office*. 2016.

288. **KR101717078B1** Recuperado de:
<https://patents.google.com/patent/KR101717078B1/en?q=railway&q=vibration&q=pad&after=20151231> .

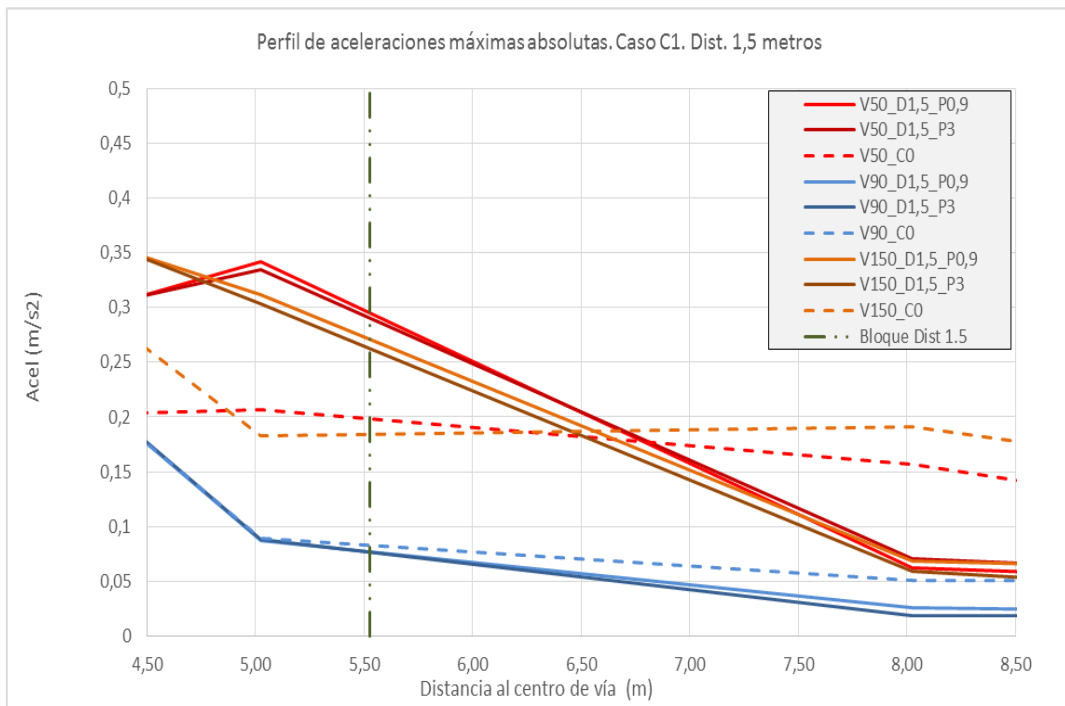
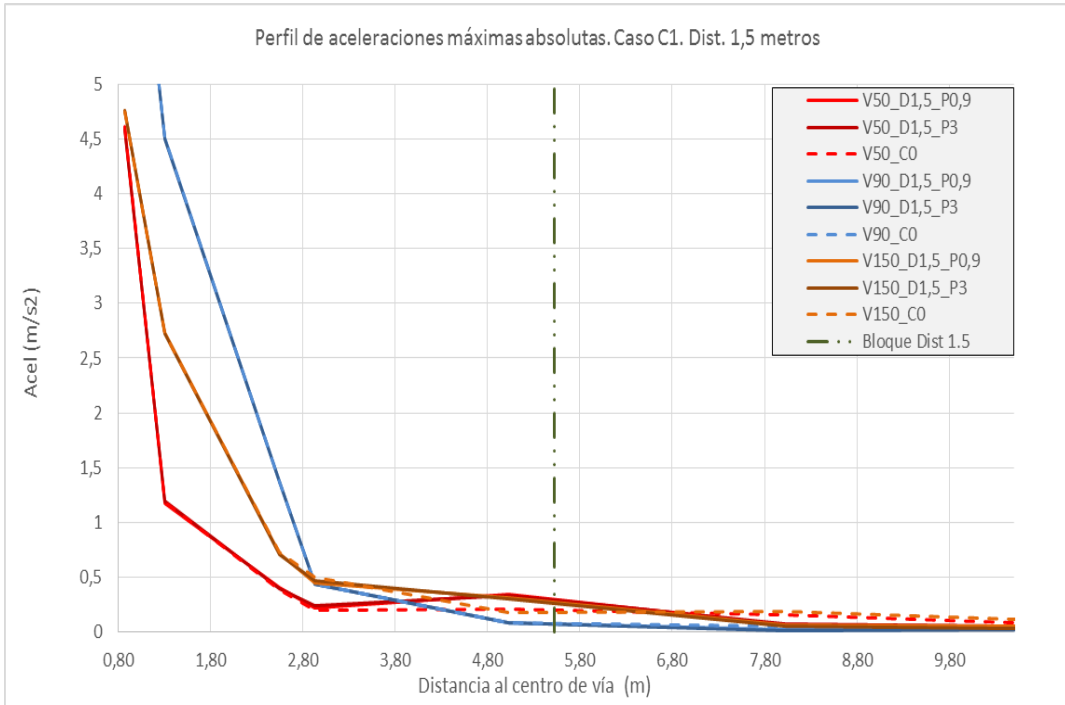
ANEXO I:

Perfiles transversales de aceleraciones y velocidades

Bloque macizo en zanja lateral [C1]. Aceleraciones.

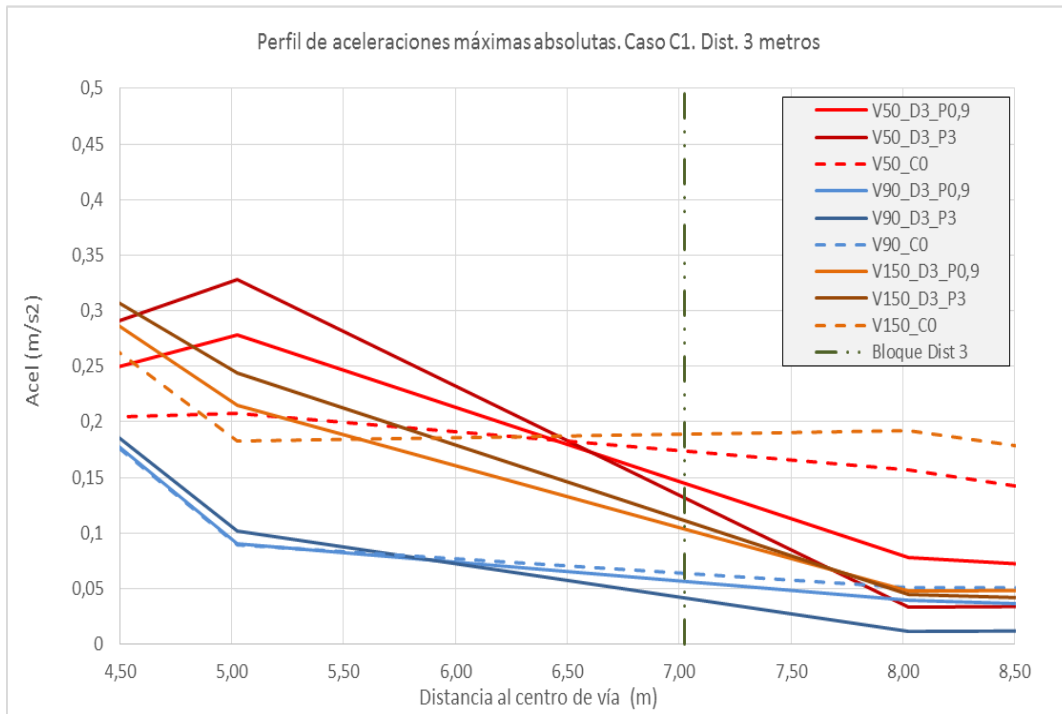
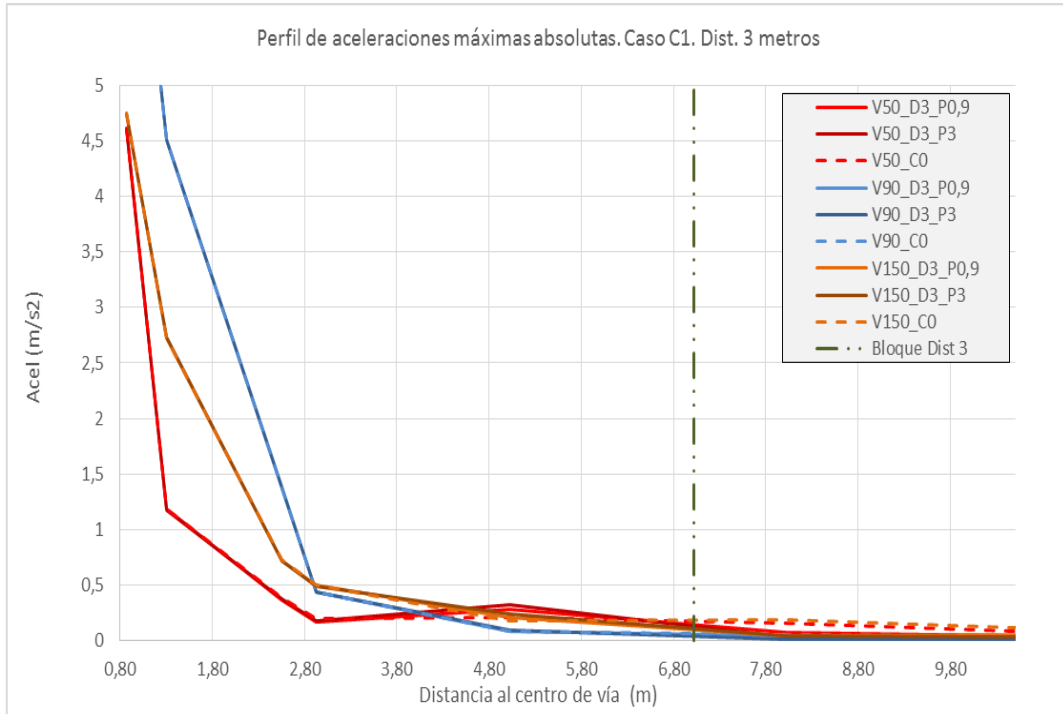


Gráfica 1: Perfil de amplitudes máximas de aceleración y detalle (abajo) en la zona próxima a la aplicación de la barrera anti-onda. Caso C1 en el pie de la banqueta. Fuente: Elaboración propia.



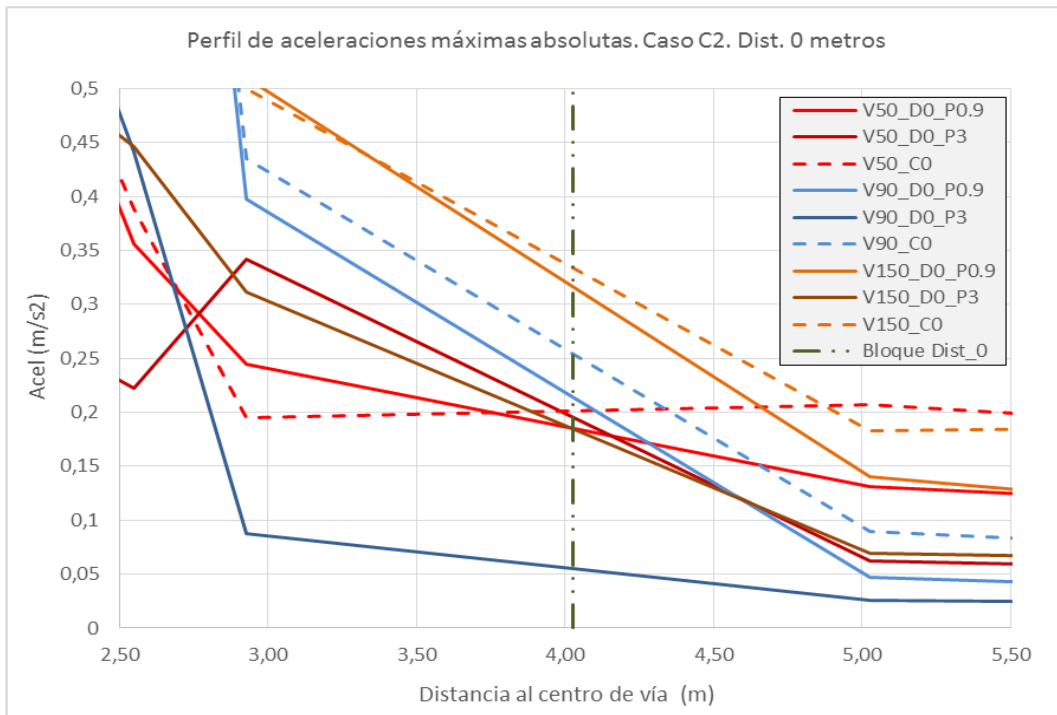
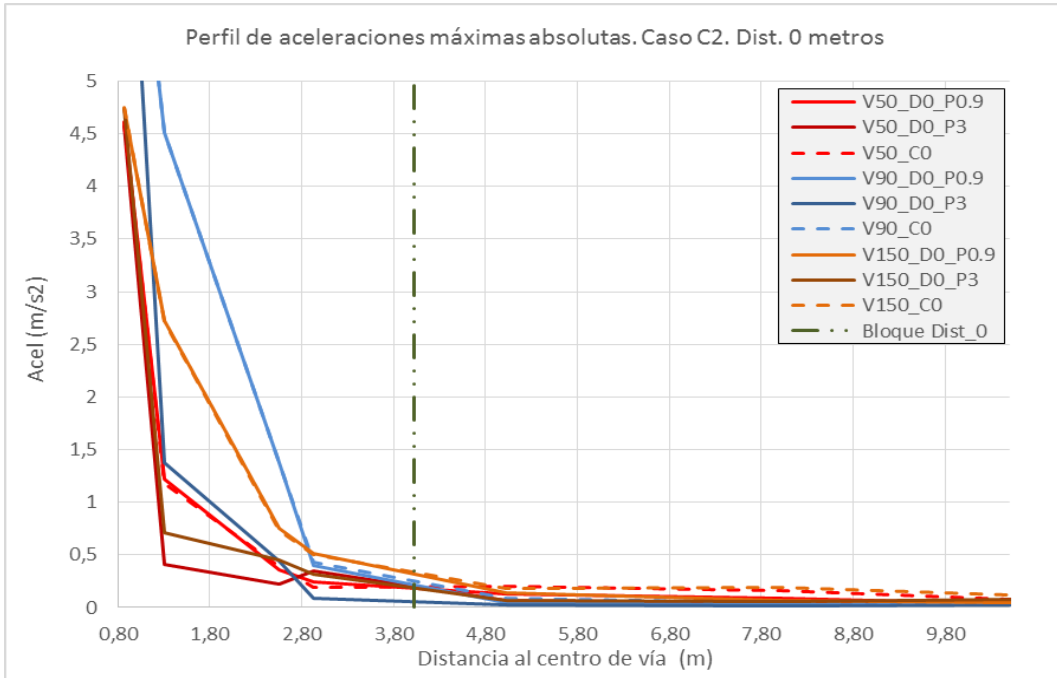
Gráfica 2: Perfil de amplitudes máximas de aceleración y detalle (abajo) en la zona próxima a la aplicación de la barrera anti-onda. Caso C1 a 1.5 metros de la banqueteta. Fuente: Elaboración propia.

ANEXO I: PERFILES TRANSVERSALES DE ACELERACIONES Y VELOCIDADES



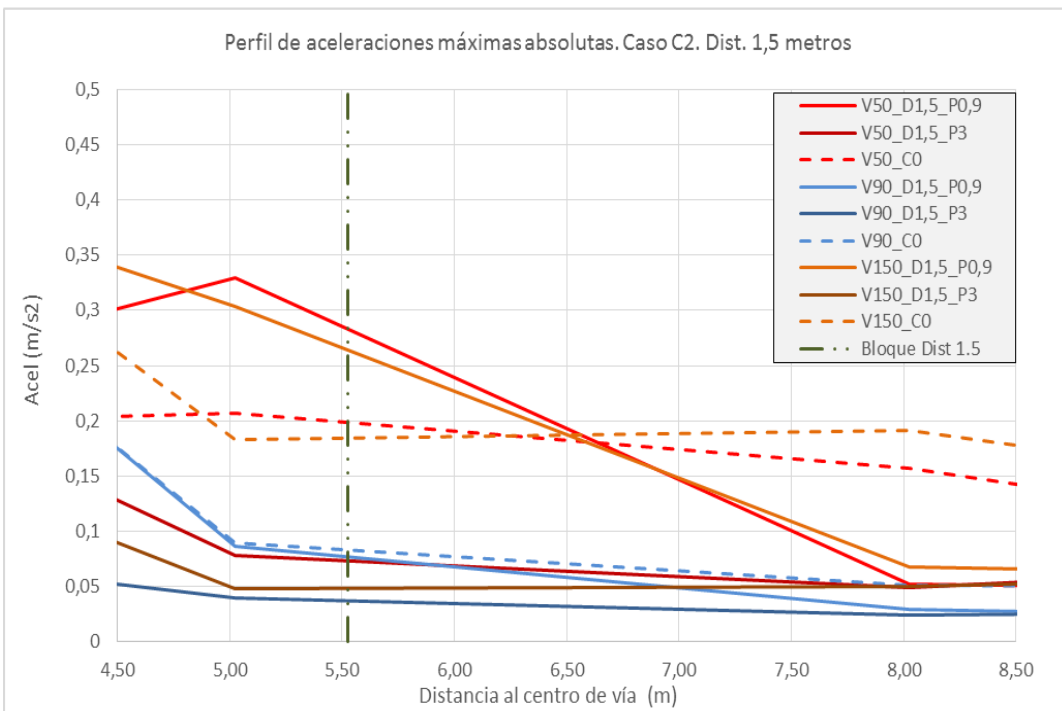
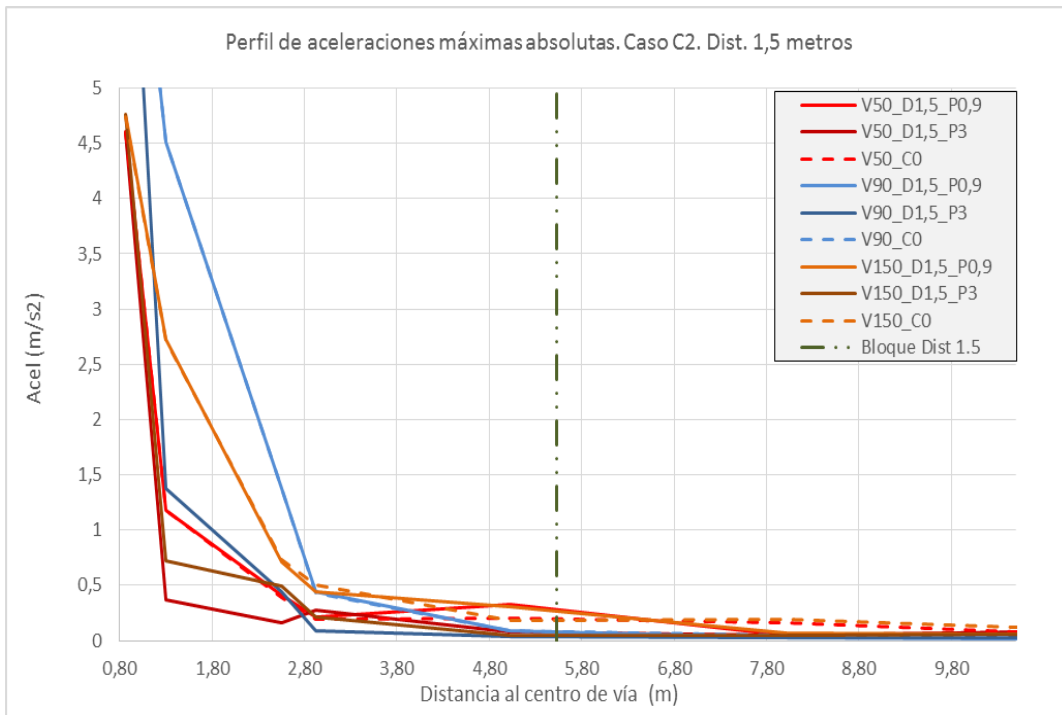
Gráfica 3: Perfil de amplitudes máximas de aceleración y detalle (abajo) en la zona próxima a la aplicación de la barrera anti-onda. Caso C1 a 3 metros de la banqueta. Fuente: Elaboración propia.

Bloque hueco en zanja lateral [C2]. Aceleraciones.

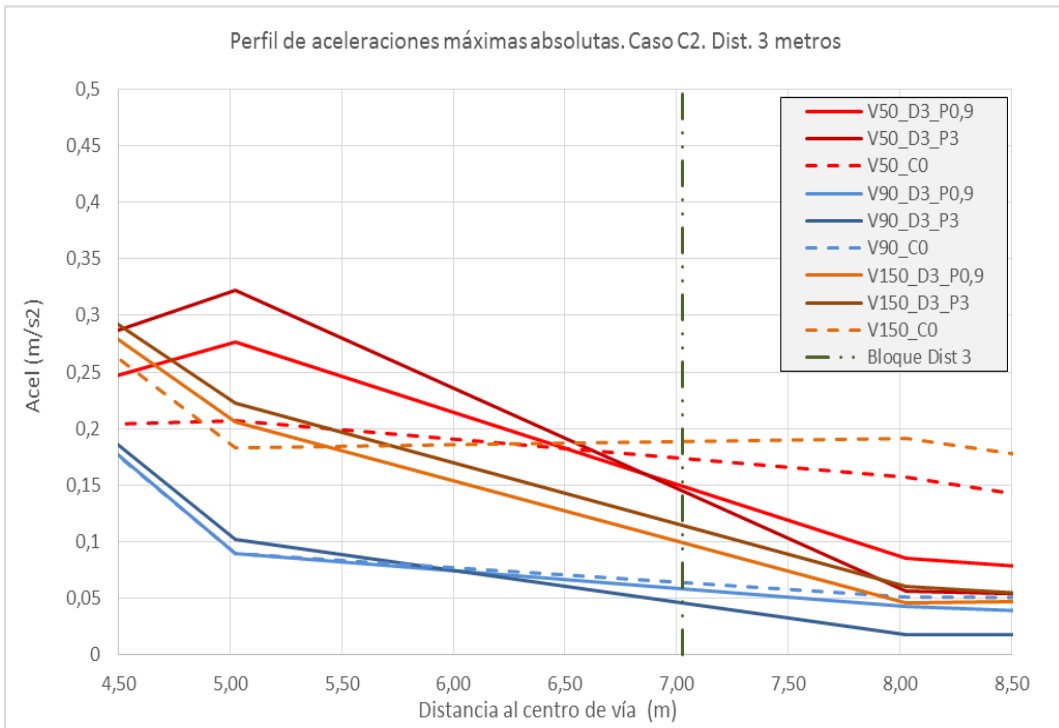
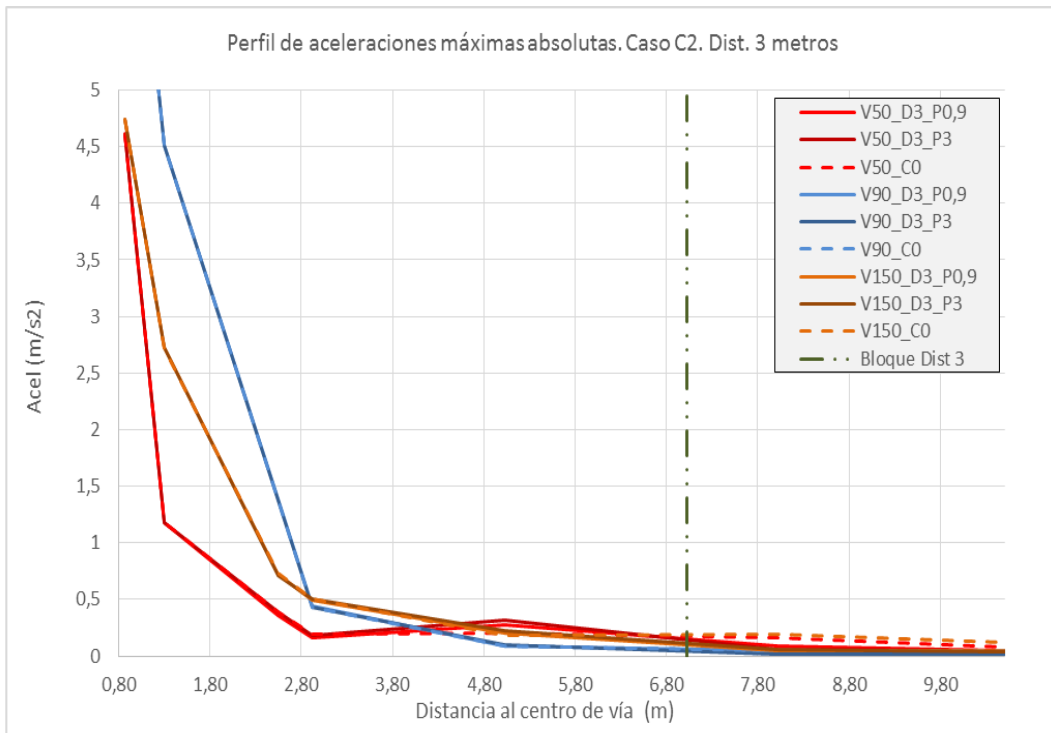


Gráfica 4: Perfil de amplitudes máximas de aceleración y detalle (abajo) en la zona próxima a la aplicación de la barrera anti-onda. Caso C2 en el pie de la banqueta. Fuente: Elaboración propia.

ANEXO I: PERFILES TRANSVERSALES DE ACELERACIONES Y VELOCIDADES

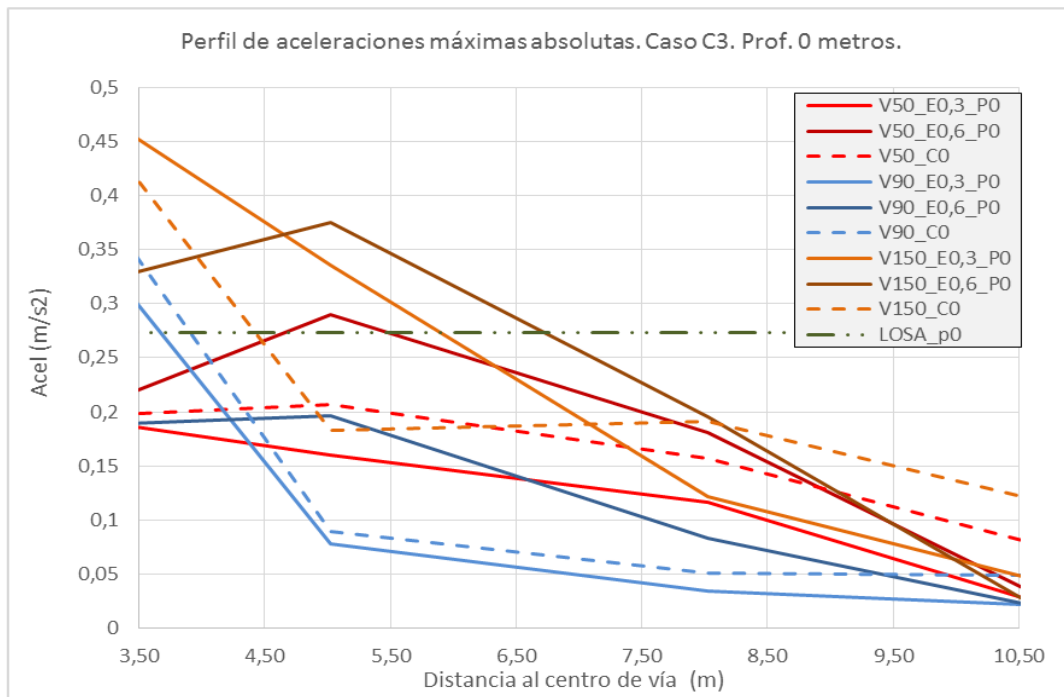
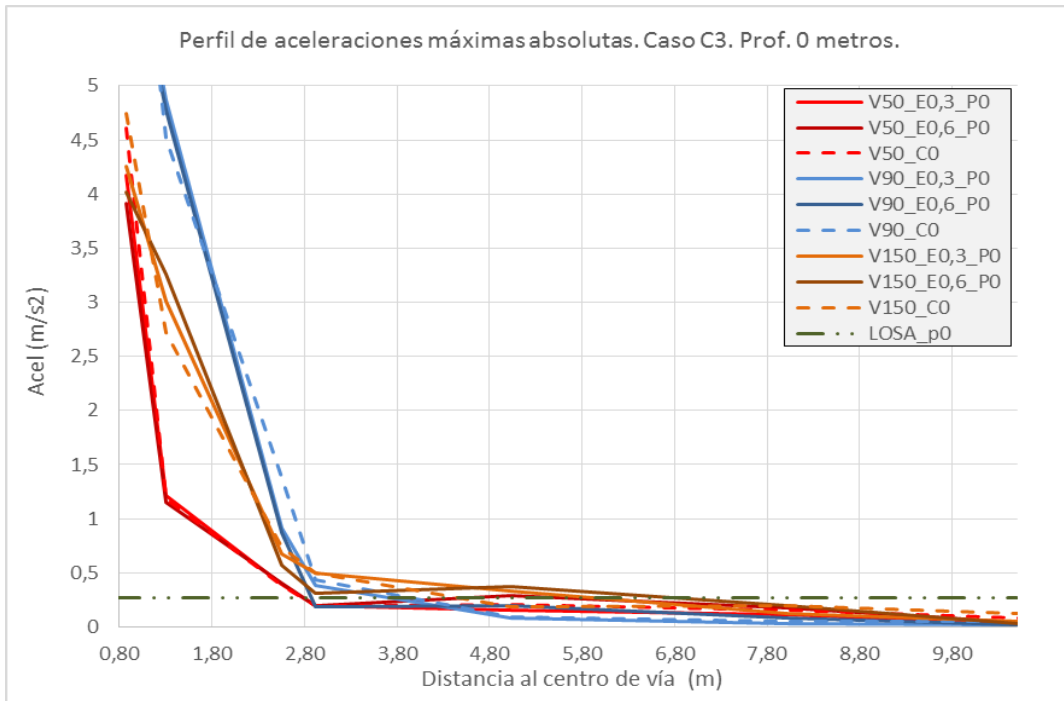


Gráfica 5: Perfil de amplitudes máximas de aceleración y detalle (abajo) en la zona próxima a la aplicación de la barrera anti-onda. Caso C2 a 1.5 metros de la banquetta. Fuente: Elaboración propia.

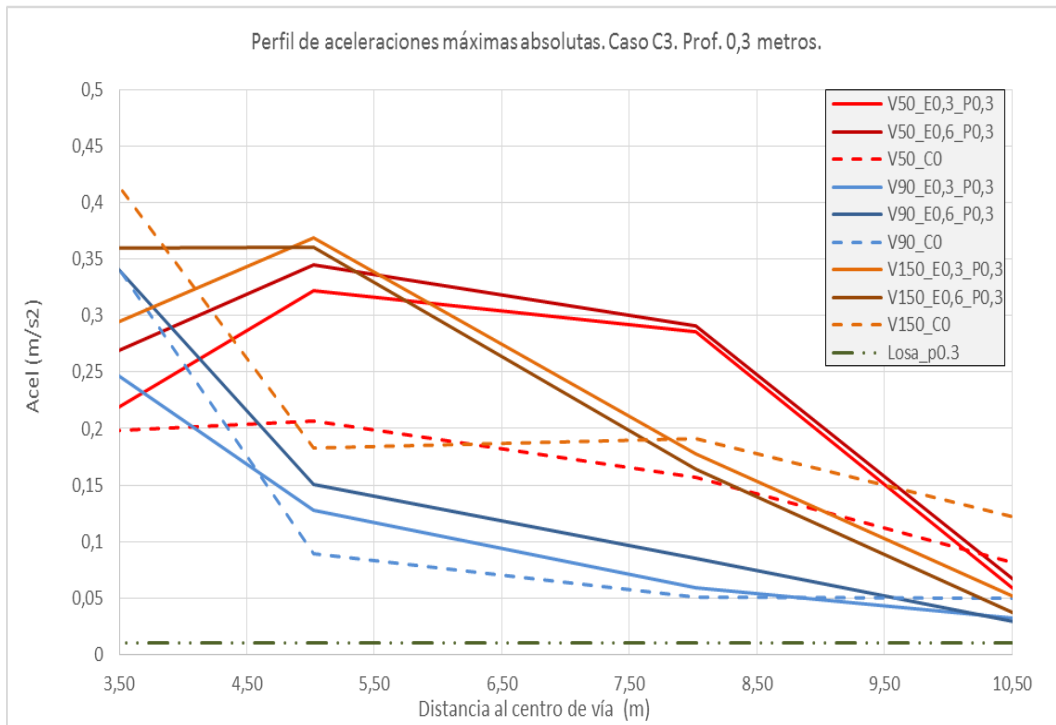
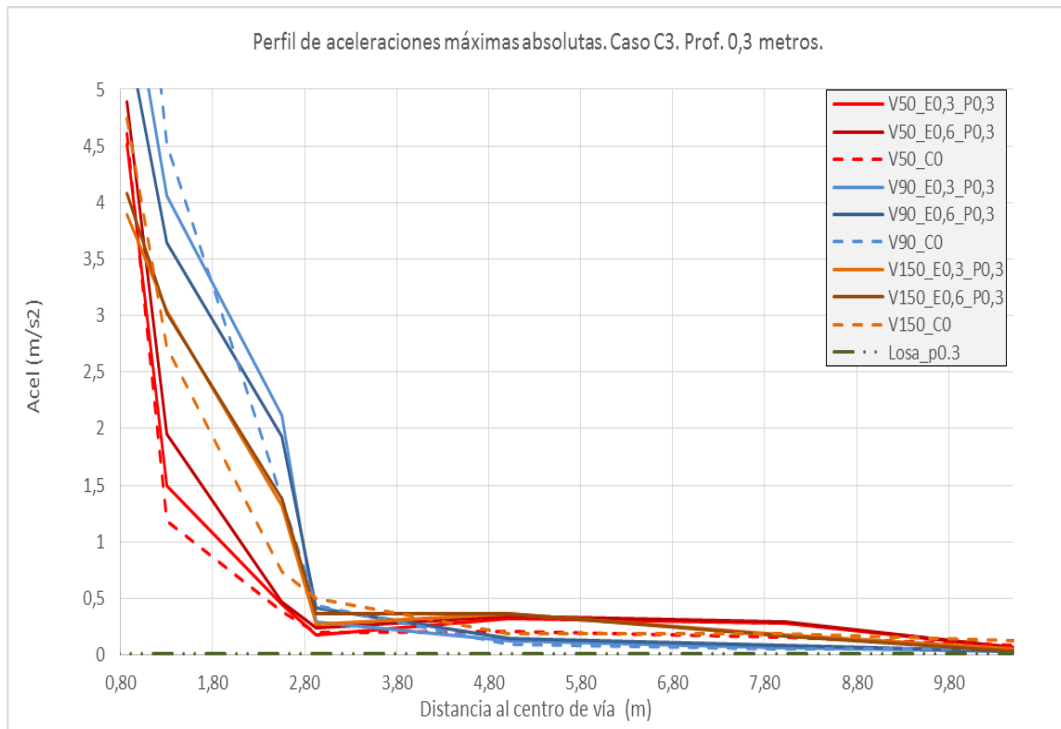


Gráfica 6: Perfil de amplitudes máximas de aceleración y detalle (abajo) en la zona próxima a la aplicación de la barrera anti-onda. Caso C2 a 3 metros de la banqueta. Fuente: Elaboración propia.

Losa maciza bajo superestructura [C3]. Aceleraciones.

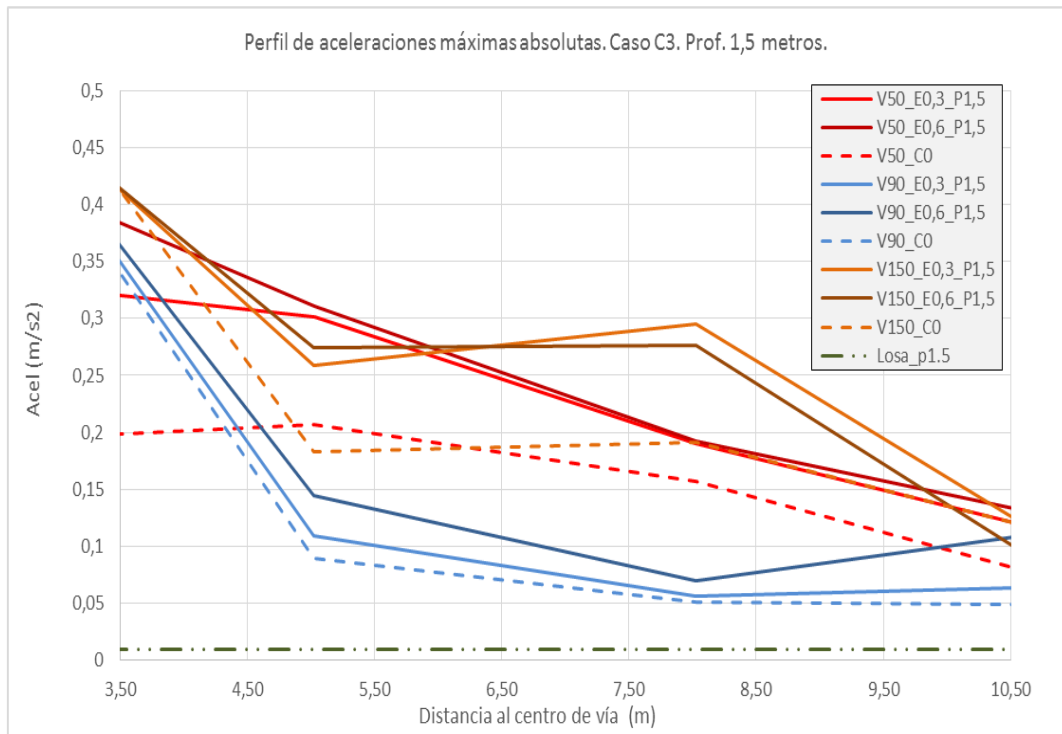
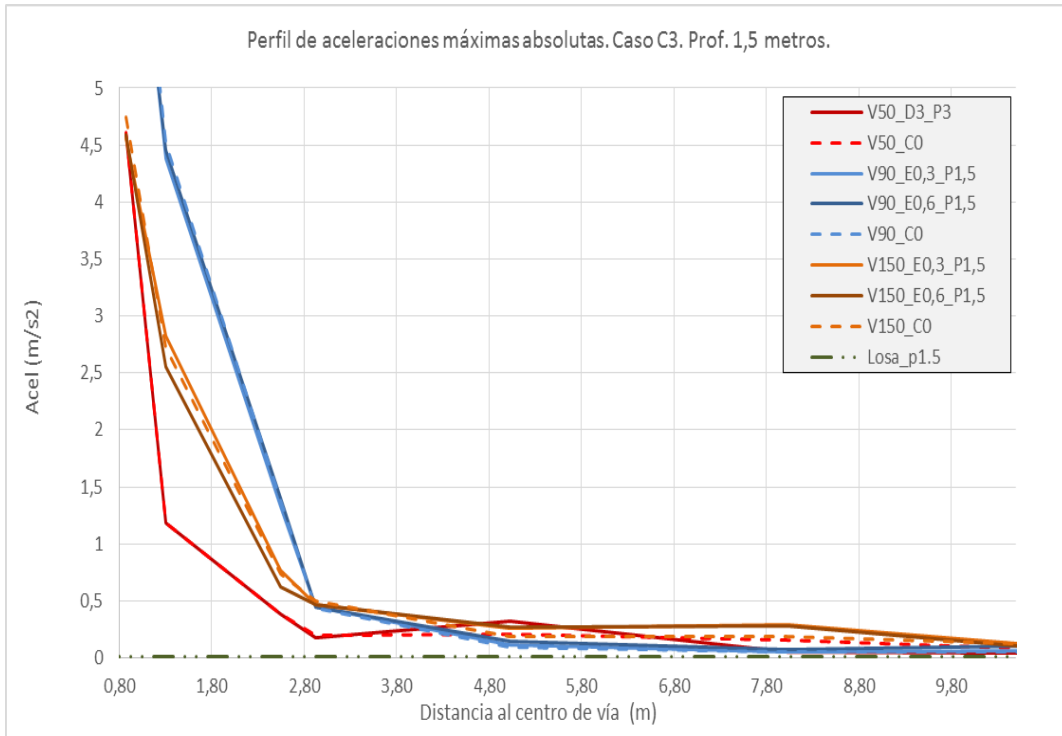


Gráfica 7: Perfil de amplitudes máximas de aceleración y detalle (abajo) en la zona próxima a la aplicación de la barrera anti-onda. Caso C3 como capa de subbalasto. Fuente: Elaboración propia.



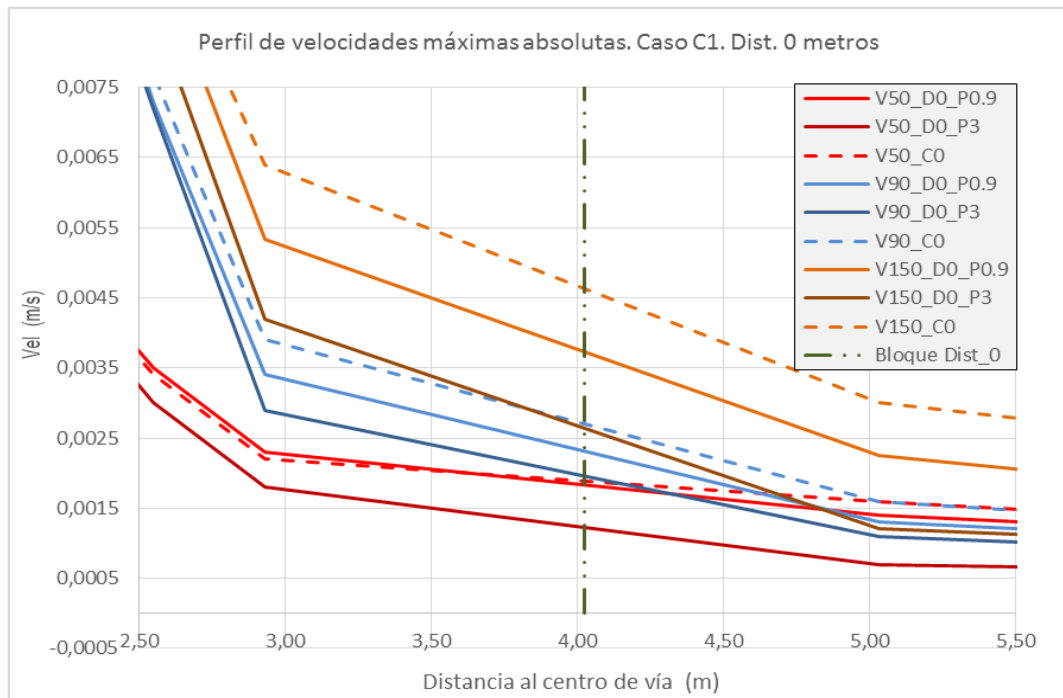
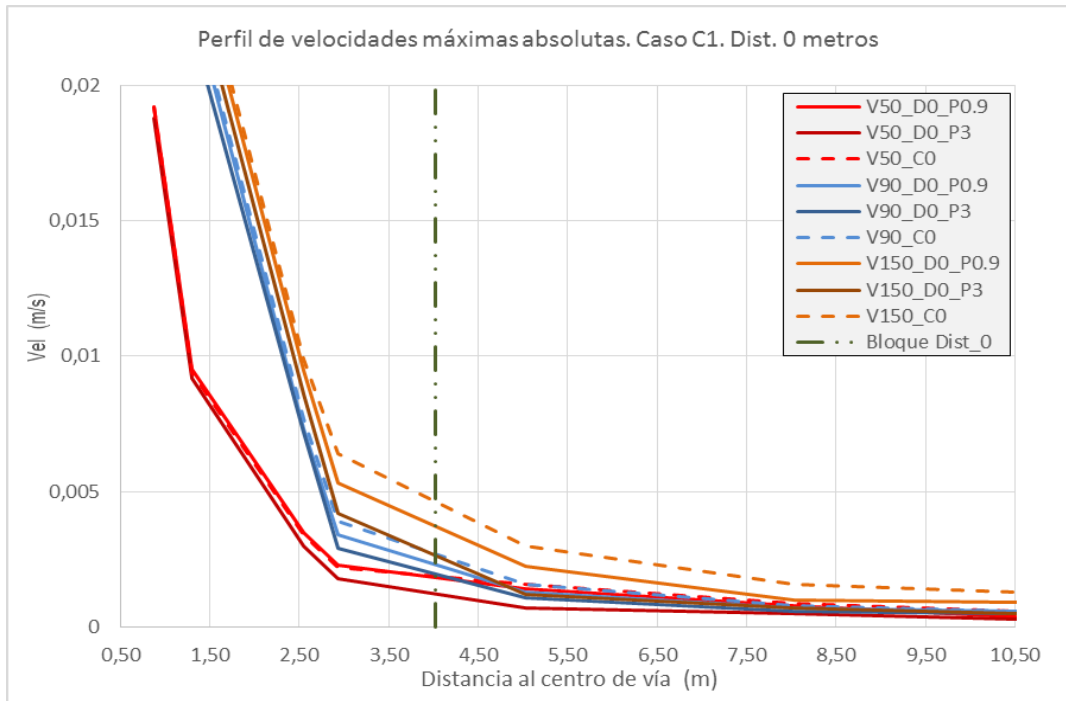
Gráfica 8: Perfil de amplitudes máximas de aceleración y detalle (abajo) en la zona próxima a la aplicación de la barrera anti-onda. Caso C3 como capa de forma. Fuente: Elaboración propia.

ANEXO I: PERFILES TRANSVERSALES DE ACELERACIONES Y VELOCIDADES



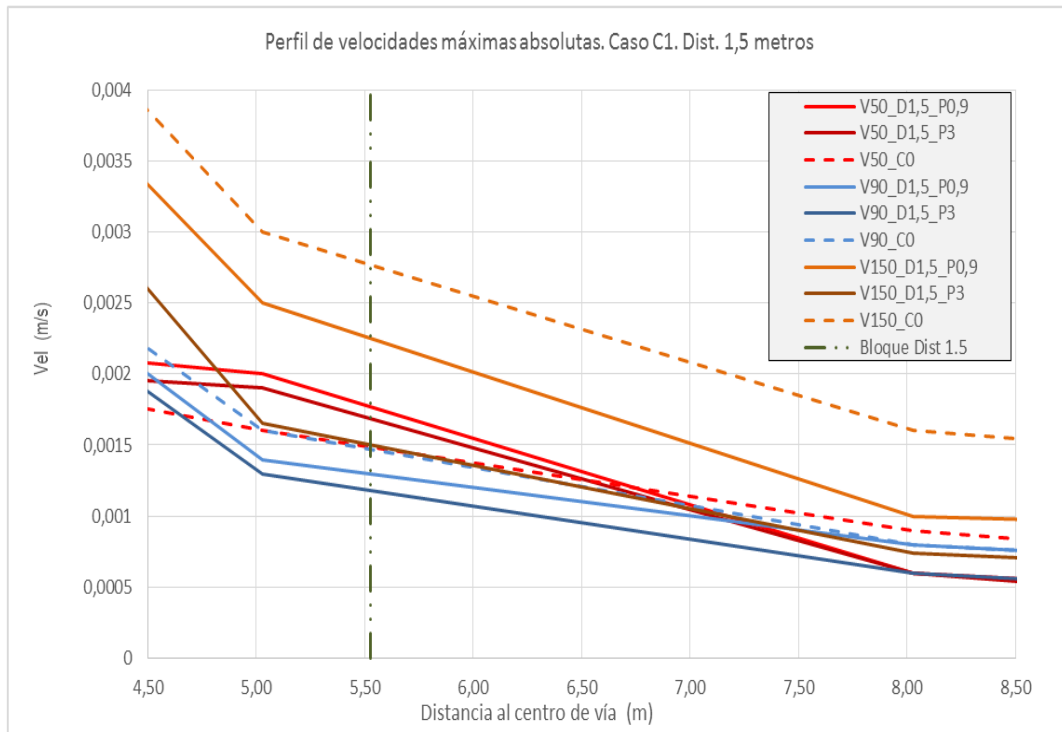
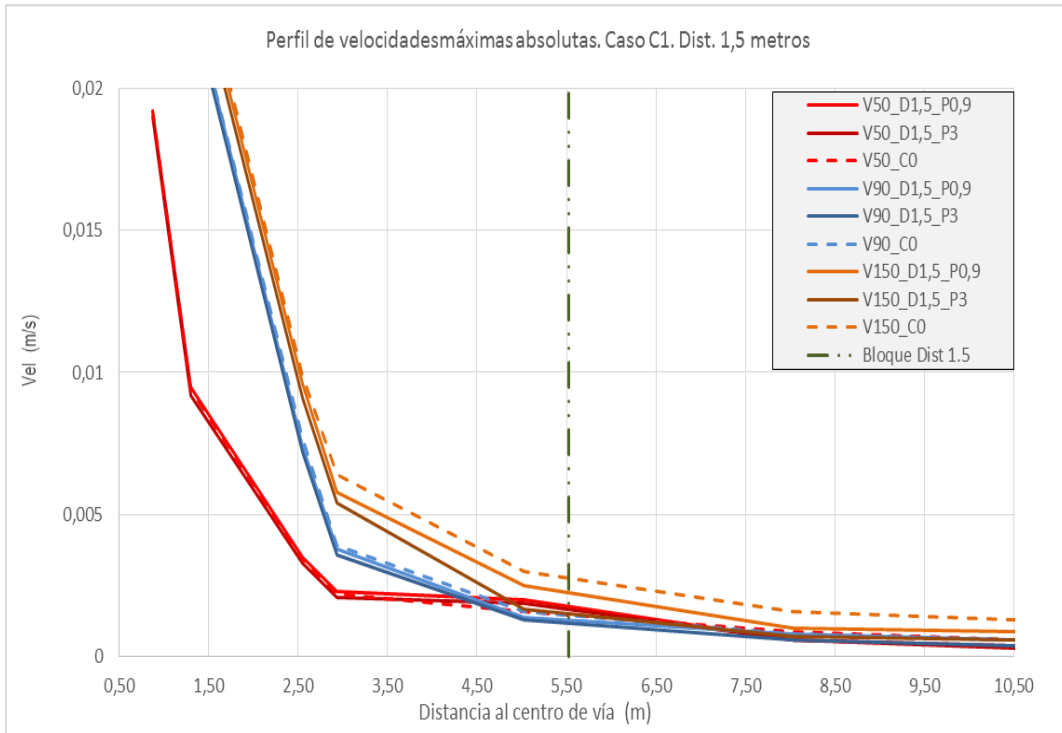
Gráfica 9: Perfil de amplitudes máximas de aceleración y detalle (abajo) en la zona próxima a la aplicación de la barrera anti-onda. Caso C3 a 1.5 metros de profundidad. Fuente: Elaboración propia.

Bloque macizo en zanja lateral [C1]. Velocidades.

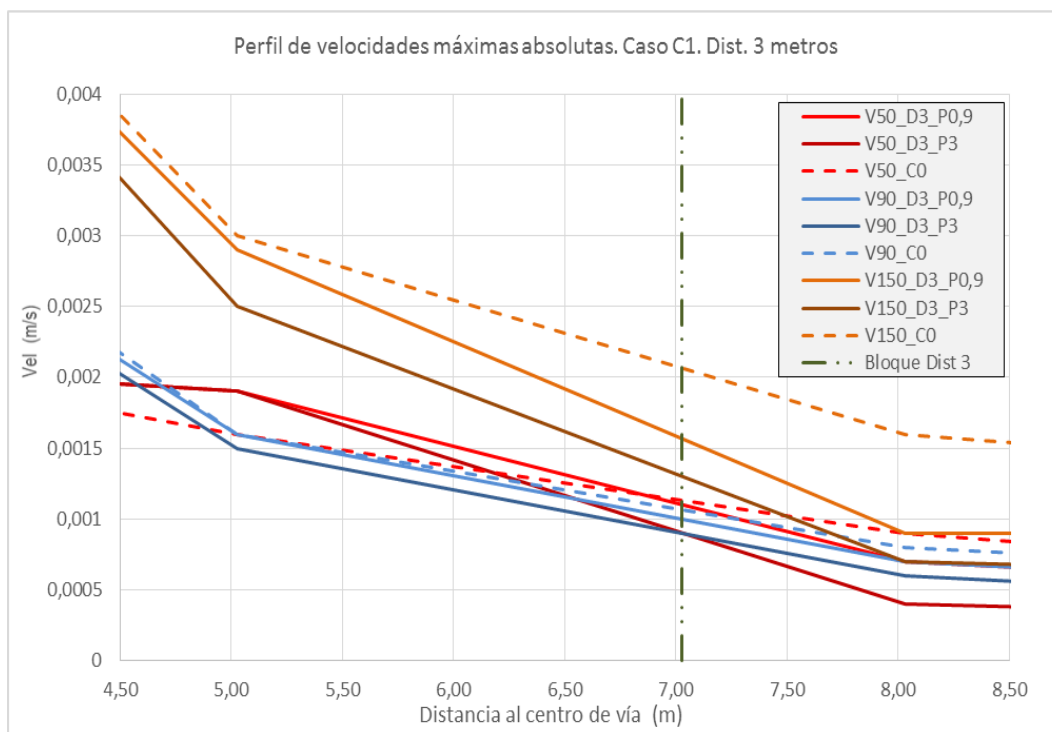
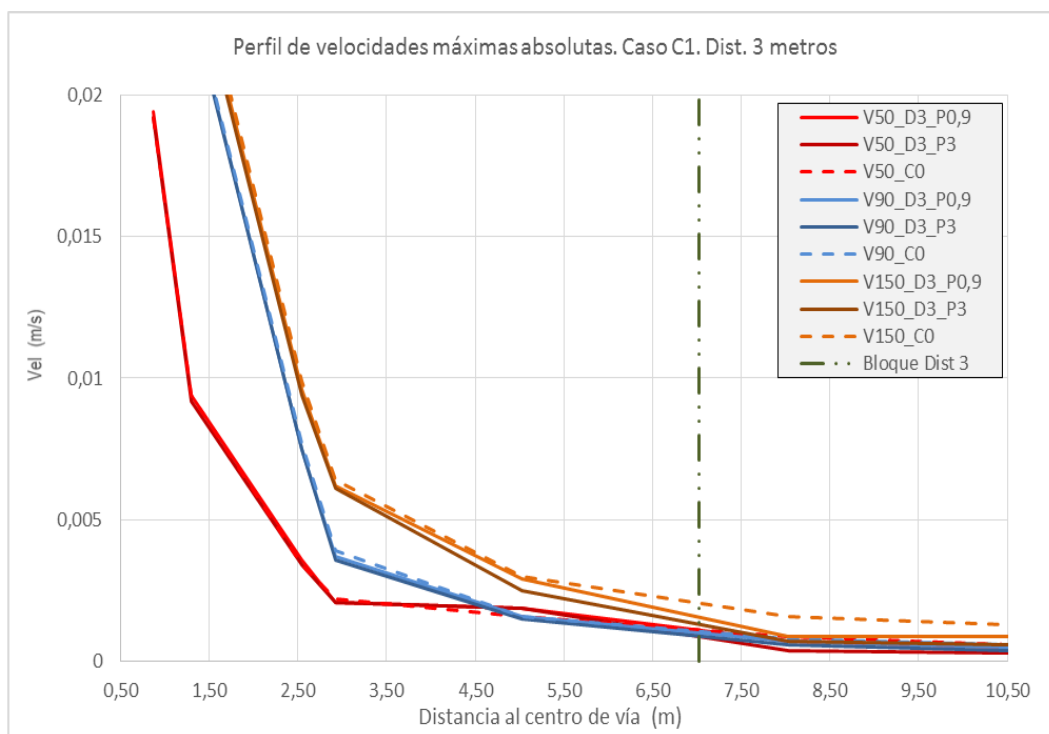


Gráfica 10: Perfil de amplitudes máximas de velocidad y detalle (abajo) en la zona próxima a la aplicación de la barrera anti-onda. Caso C1 en pie de banqueteta. Fuente: Elaboración propia.

ANEXO I: PERFILES TRANSVERSALES DE ACELERACIONES Y VELOCIDADES

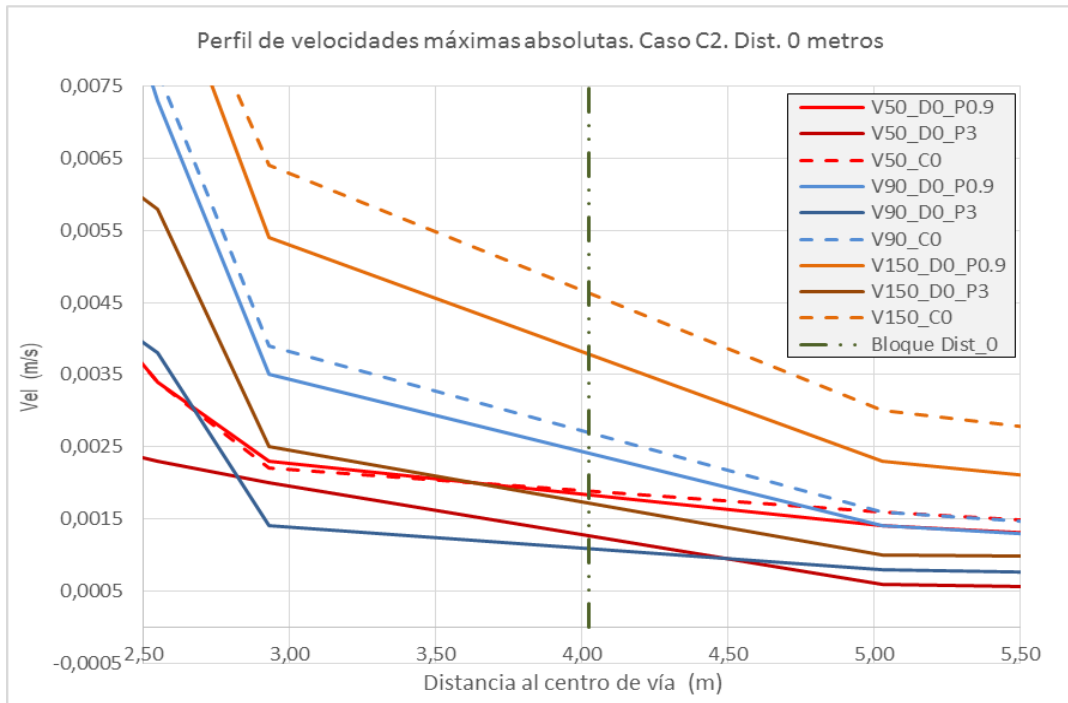
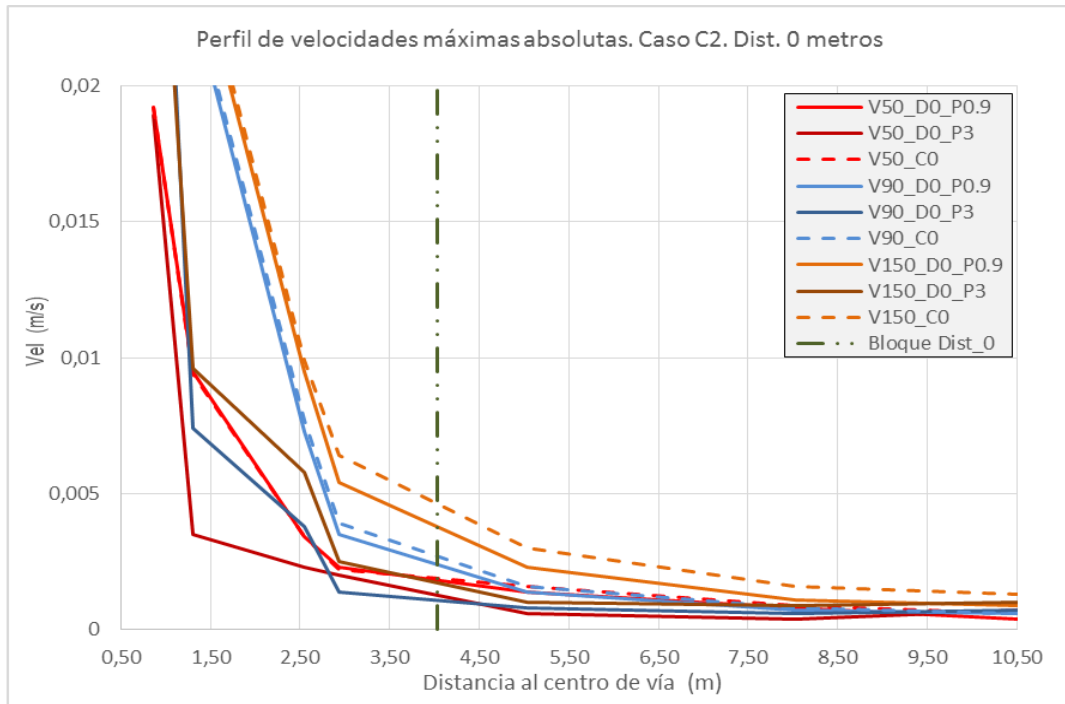


Gráfica 11: Perfil de amplitudes máximas de velocidad y detalle (abajo) en la zona próxima a la aplicación de la barrera anti-onda. Caso C1 a 1.5 metros de la banqueta. Fuente: Elaboración propia.

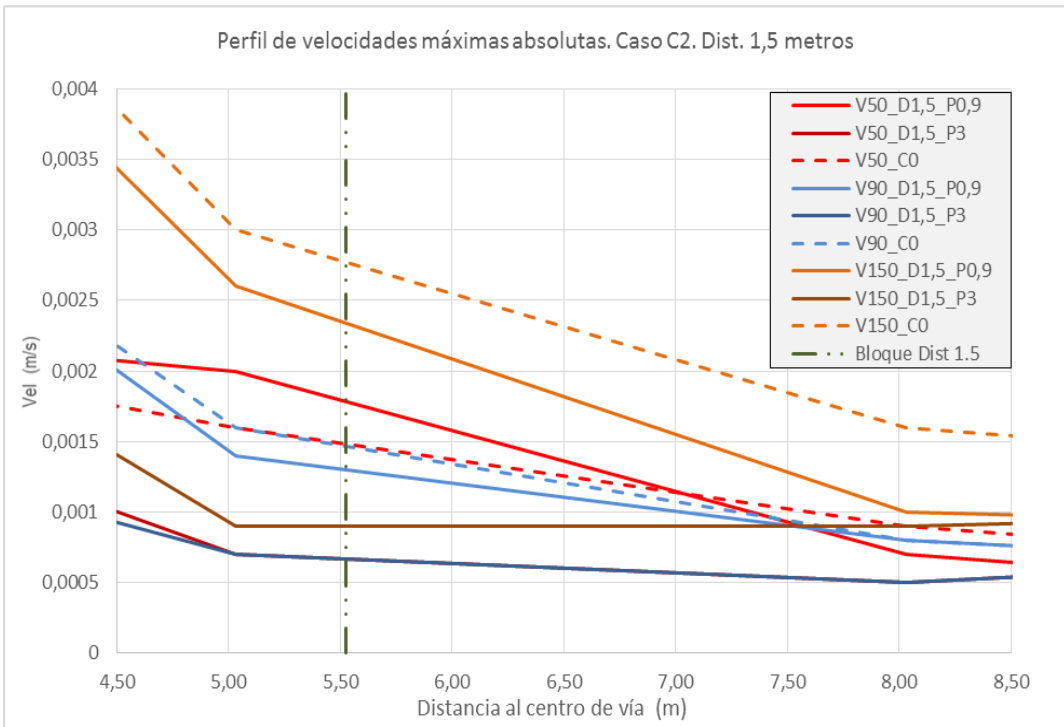
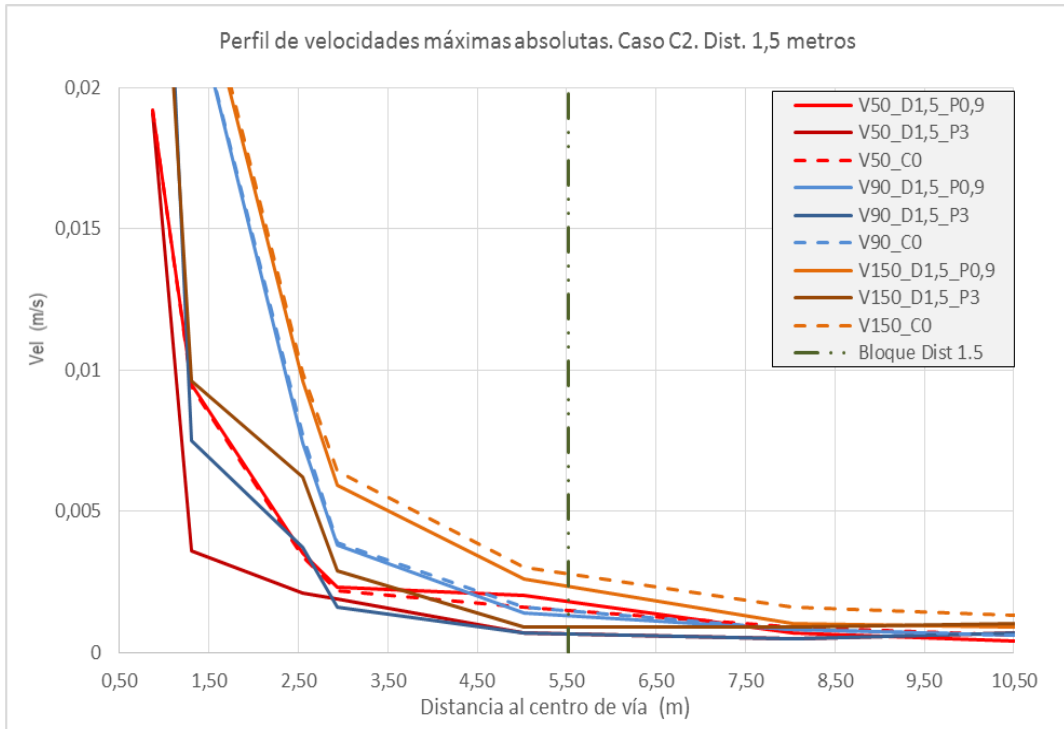


Gráfica 12: Perfil de amplitudes máximas de velocidad y detalle (abajo) en la zona próxima a la aplicación de la barrera anti-onda. Caso C1 a 3 metros de la banqueta. Fuente: Elaboración propia.

Bloque hueco en zanja lateral [C2]. Velocidades.

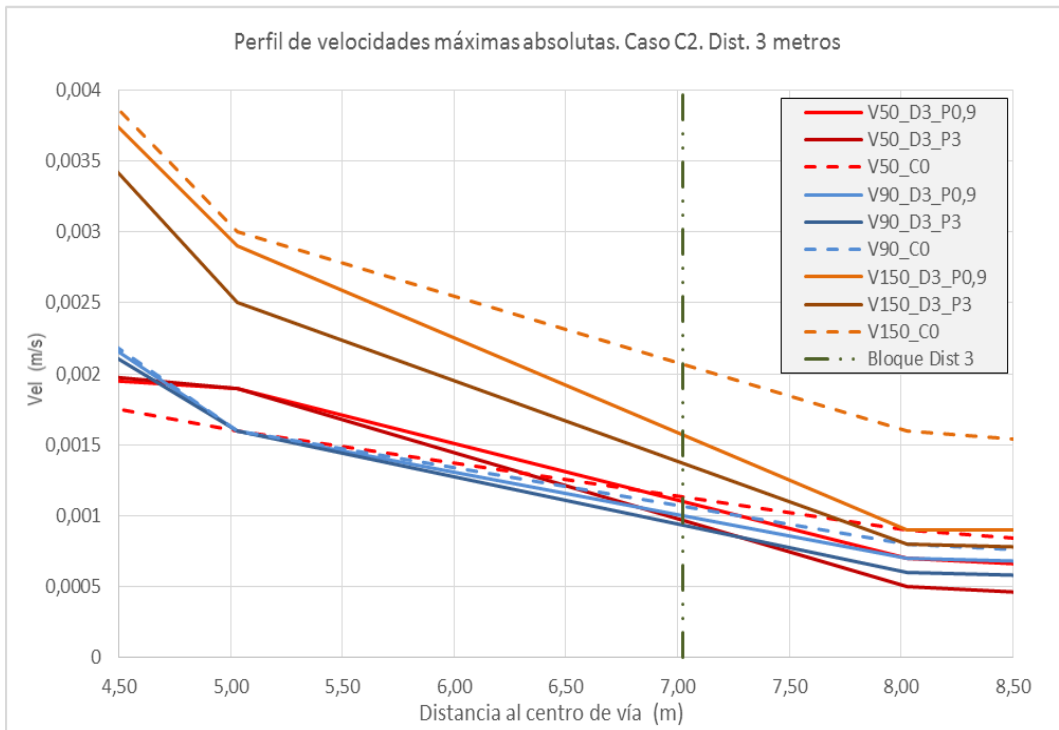
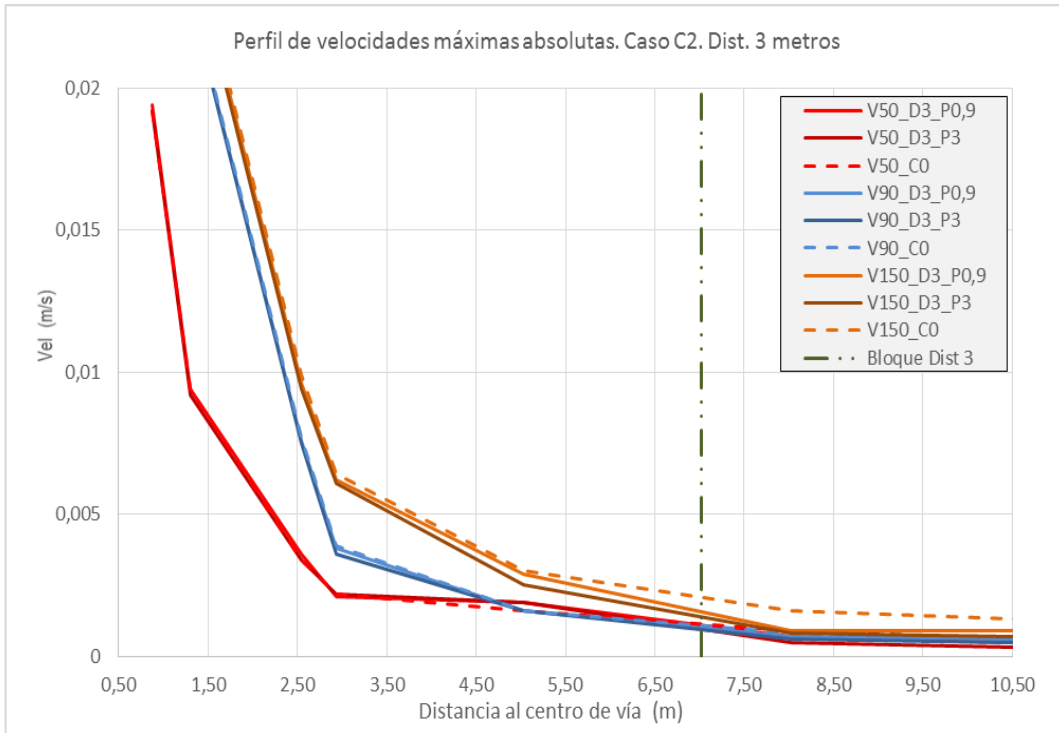


Gráfica 13: Perfil de amplitudes máximas de velocidad y detalle (abajo) en la zona próxima a la aplicación de la barrera anti-onda. Caso C2 en pie de banqueta. Fuente: Elaboración propia.



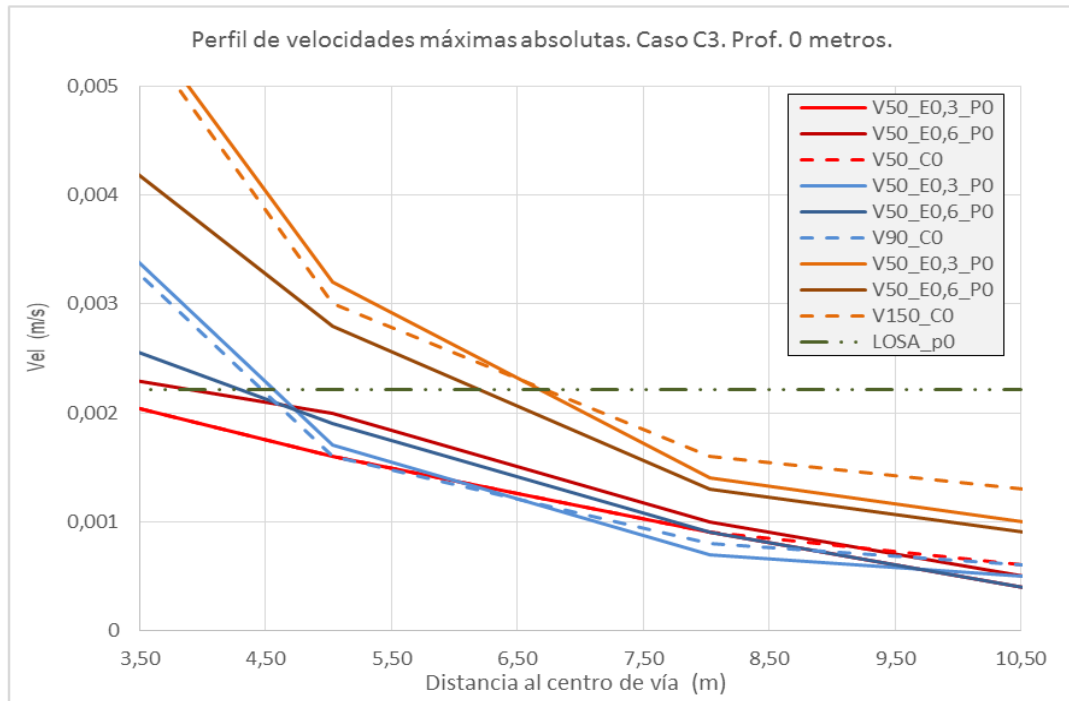
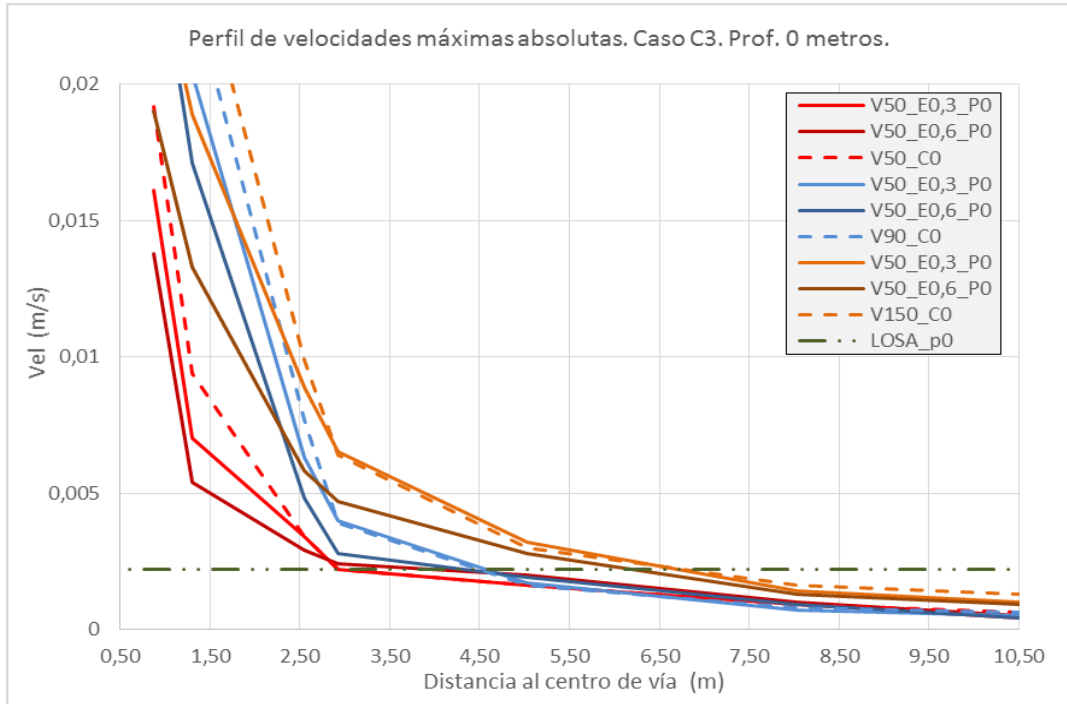
Gráfica 14: Perfil de amplitudes máximas de velocidad y detalle (abajo) en la zona próxima a la aplicación de la barrera anti-onda. Caso C2 a 1.5 metros de la banquetta. Fuente: Elaboración propia.

ANEXO I: PERFILES TRANSVERSALES DE ACELERACIONES Y VELOCIDADES



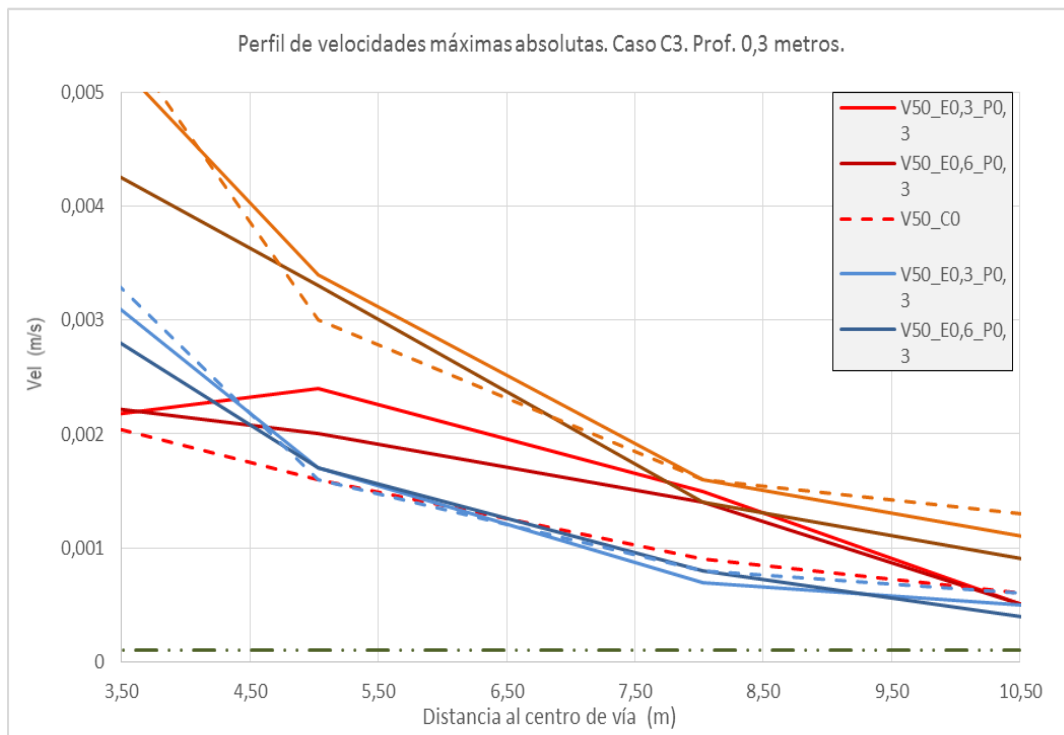
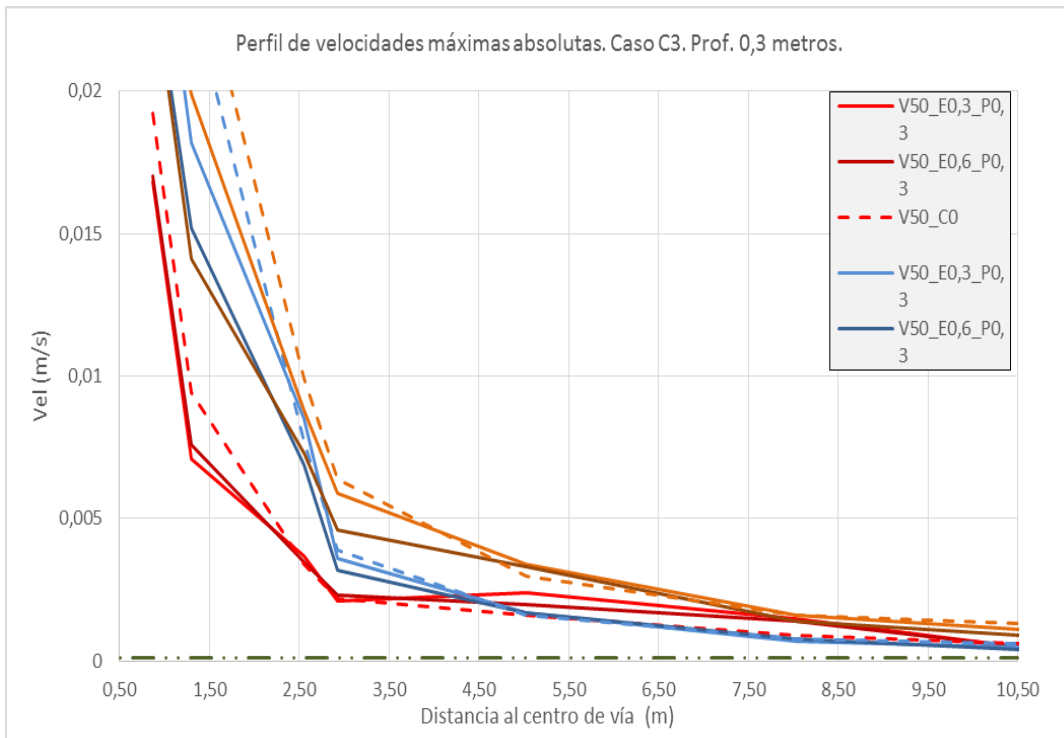
Gráfica 15: Perfil de amplitudes máximas de velocidad y detalle (abajo) en la zona próxima a la aplicación de la barrera anti-onda. Caso C2 a 3 metros de la banqueta. Fuente: Elaboración propia.

Losa bajo superestructura [C3]. Velocidades.

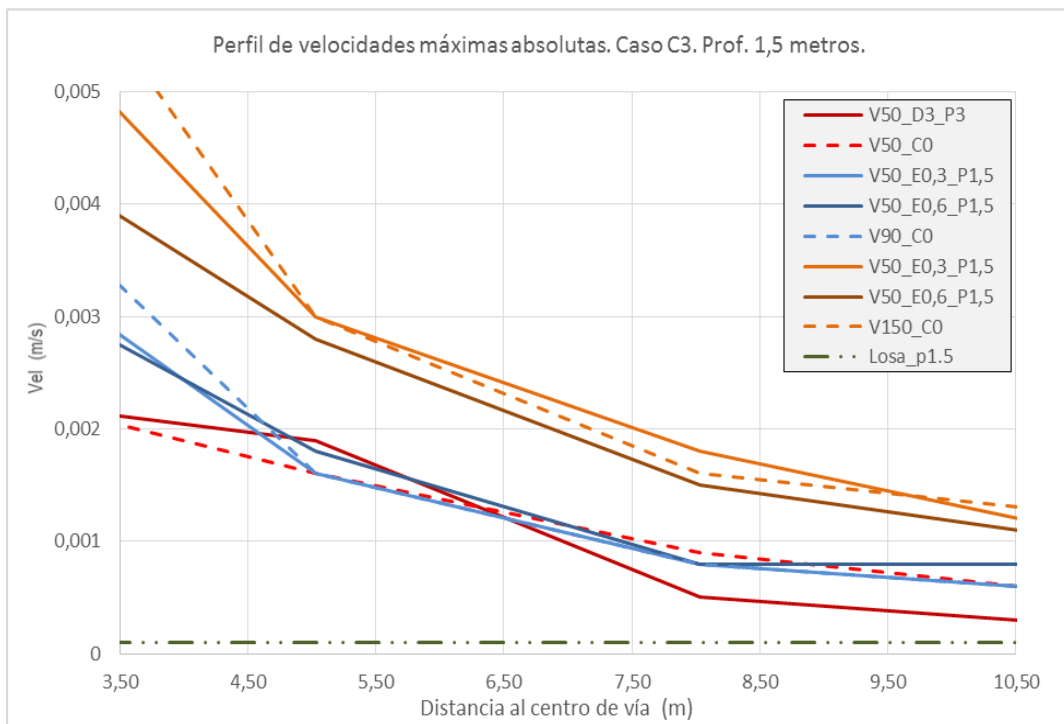
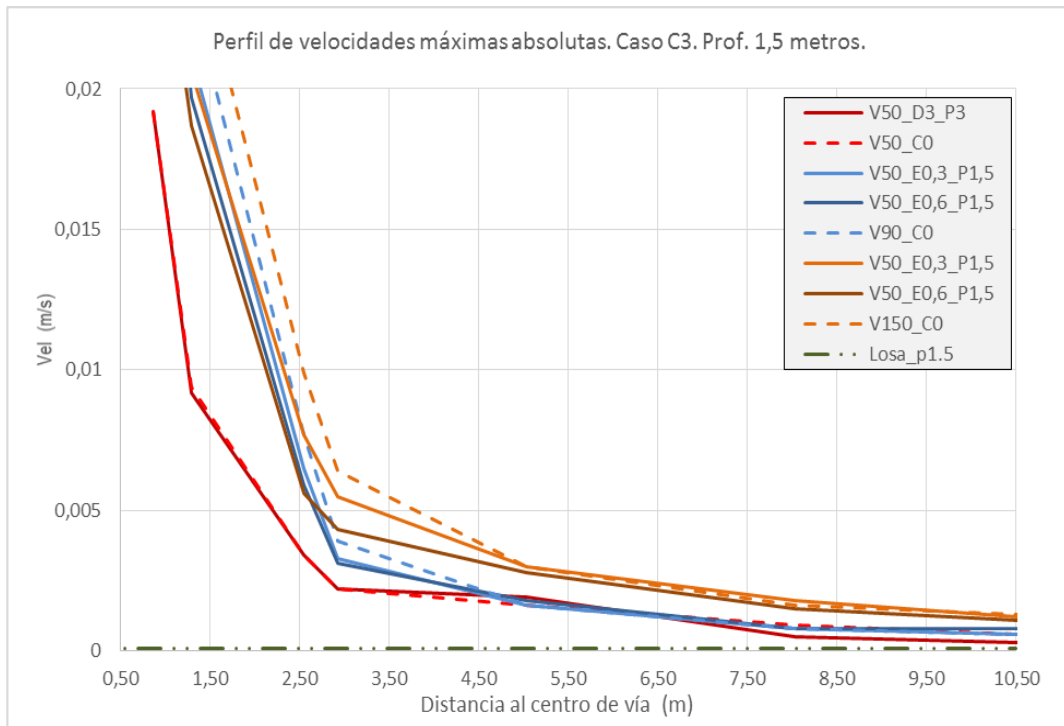


Gráfica 16: Perfil de amplitudes máximas de velocidad y detalle (abajo) en la zona próxima a la aplicación de la barrera anti-onda. Caso C3 como capa de subbalasto. Fuente: Elaboración propia.

ANEXO I: PERFILES TRANSVERSALES DE ACELERACIONES Y VELOCIDADES



Gráfica 17: Perfil de amplitudes máximas de velocidad y detalle (abajo) en la zona próxima a la aplicación de la barrera anti-onda. Caso C3 como capa de capa de forma. Fuente: Elaboración propia.



Gráfica 18: Perfil de amplitudes máximas de velocidad y detalle (abajo) en la zona próxima a la aplicación de la barrera anti-onda. Caso C3 a 1.5 metros de profundidad. Fuente: Elaboración propia.

ANEXO II:
Modelos de
comportamiento vibratorio

En el presente anexo se expondrán las características generales de los diferentes modelos reológicos más comúnmente usados en la bibliografía.

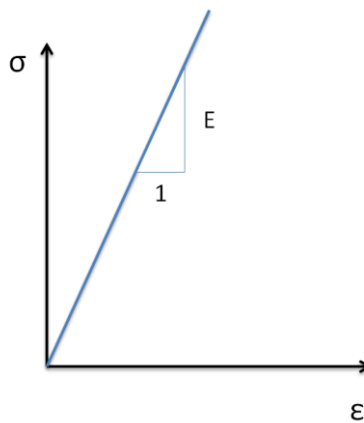
Así pues, se expondrán las características de los modelos de comportamiento elástico-lineal, elasto-plástico (también conocido como Drucker-Prager) y visco-elástico.

1. Modelo de comportamiento elástico lineal

El modelo de comportamiento para los materiales elástico lineal es, sin duda, la hipótesis más simplificadora y sencilla de entre las que se pueden escoger. Por esta razón, muchas veces es la hipótesis más utilizada a la hora de desarrollar un modelo numérico. Por una parte, su simplicidad permite realizar cálculos con mucha mayor rapidez contando con la capacidad interna de los programas de elementos finitos. Por la otra, se puede aplicar sin problema el principio de superposición, lo que permite introducir todas las cargas simultáneamente en el modelo, sin necesidad de crear escalones de carga dependiendo del historial de solicitaciones sobre la estructura. Esto es así ya que se supone que las deformaciones desarrolladas en un material son directamente proporcionales a la tensión aplicada, y la constante de proporcionalidad siempre es la misma, independientemente del valor del nivel tensional del material. Esto hace alusión a la linealidad del problema.

Además, el hecho de que un material tenga un comportamiento elástico significa que, una vez desaparecidas las acciones, el estado deformacional del elemento solicitado vuelve a su estado inicial. Por tanto, la deformación del cuerpo en cuestión vuelve a ser la inicial y las deformaciones residuales son totalmente nulas.

En la figura siguiente, se muestra la gráfica tensión-deformación de un material elástico-lineal. Como se puede apreciar, la constante de proporcionalidad que relaciona la tensión y la deformación es el módulo de Young "E" del material. A mayor módulo de Young, mayor rigidez presentará el material, es decir, a igualdad de tensión aplicada, menor deformación instantánea a igual valor del módulo de Young.



Modelo de comportamiento elástico-lineal. Fuente: Elaboración propia.

Habitualmente, éste es el comportamiento reológico adoptado cuando se realiza un estudio dinámico relacionado con el cálculo de las vibraciones. La extensa mayoría de las referencias consultadas utilizan un modelo elástico lineal para los elementos, junto con la hipótesis de viscosidad que aporta cierta pérdida de energía cuando se transmite una onda a través del seno de los materiales.

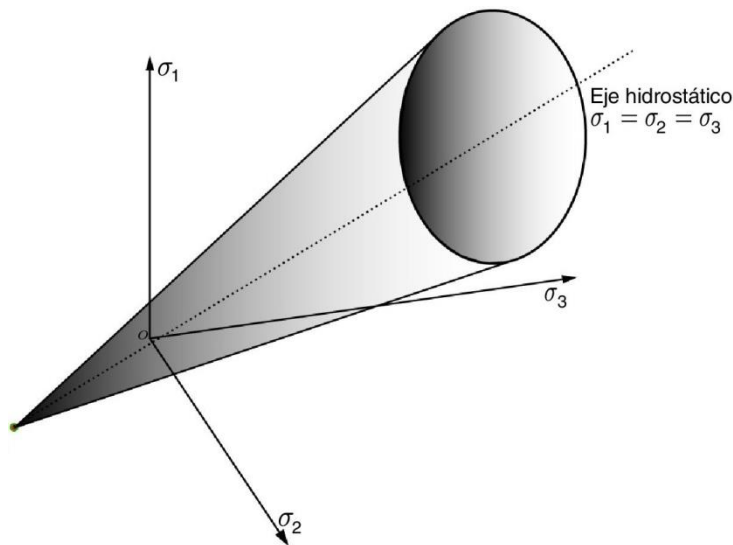
2. Modelo de comportamiento elasto-plástico

Comúnmente, cuando se realiza un análisis estructural estático, no es del todo válido que los materiales granulares se comporten conforme a la hipótesis elástica-lineal. Sobre todo, esta hipótesis no se cumple cuando las deformaciones que experimenta el material granular son elevadas ya que estos materiales presentan fenómenos de rotura y deformaciones plásticas dependiendo de su estado tensional en el edómetro.

ANEXO II: MODELOS DE COMPORTAMIENTO VIBRATORIO

Así pues, los materiales granulares poseen un comportamiento elasto-plástico cuando las sollicitaciones son elevadas. El criterio más extensamente utilizado para este tipo de comportamiento es el de Drucker-Prager, el cual tiene en consideración para su determinación tanto la cohesión como el ángulo de rozamiento del material en cuestión.

Esta hipótesis de comportamiento definida como Drucker-Prager es la adaptación a los modelos numéricos de elementos finitos del criterio de Morh-Coulomb. Esta adaptación viene motivada porque la superficie de fluencia del modelo de Morh-Coulomb en la gráfica tensión hidroestática-desviador es una pirámide con base poligonal. Por lo tanto, esta superficie presenta aristas, indeseables para un modelo numérico ya que al ser puntos angulosos, el modelo no llega a converger con exactitud. Por lo tanto, el modelo de Drucker-Prager solventa este problema adaptando la pirámide de base angulosa a un cono.



Modelo de comportamiento Drucker-Prager. Fuente: Elaboración propia.

Sin embargo, para el problema que ocupa este apartado, se supone que el estado tensional de los materiales no va a llegar al punto de rotura y por lo tanto, se simplificará el comportamiento de todos los materiales conforme a un modelo

elástico lineal. Esto concuerda con lo que habitualmente se hace en las referencias bibliográficas consultadas hasta ahora. Además, se ha comprobado mediante los modelos numéricos dinámicos que suponiendo ambos modelos de comportamiento se obtienen resultados muy similares, aunque si se escoge un modelo de comportamiento Drucker-Prager, el tiempo de cálculo aumenta excesivamente, obteniendo un cálculo ineficiente, Por todas estas razones, se ha escogido para todos los materiales, un comportamiento elástico lineal, sin olvidar el efecto de la viscosidad, que se introducirá a continuación.

3. Modelo de comportamiento visco-elástico. Teoría de Rayleigh

Según la Teoría de Rayleigh, la matriz de amortiguamiento $[C]$ se formula como una combinación lineal de la matriz de masas $[M]$ y la matriz de rigidez $[K]$ conforme a la siguiente expresión. Esta es la forma en que el programa ANSYS tiene en cuenta la viscosidad de los materiales.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]$$

Donde α y β son conocidos como los coeficientes de Rayleigh y el tipo de amortiguamiento descrito en la anterior ecuación es conocido como amortiguamiento de Rayleigh o también amortiguamiento proporcional. Sólo mediante la hipótesis de amortiguamiento proporcional es posible desacoplar las ecuaciones del movimiento ya que esto se consigue mediante la diagonalización de la matriz $[C]$.

La matriz $[C]$ es simétrica y ortogonal respecto a los vectores propios del sistema. Por esto, siempre y cuando la matriz presente la forma de la ecuación anterior, se obtendrá la expresión matricial siguiente mediante su diagonalización.

$$[\Phi]^T[C][\Phi] = \alpha[\Phi]^T[M][\Phi] + \beta[\Phi]^T[K][\Phi] = [c] = \begin{bmatrix} \alpha + \beta\omega_1^2 & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & \alpha + \beta\omega_n^2 \end{bmatrix}$$

Donde $[\Phi]$ es una matriz cuyas columnas son los vectores propios normalizados respecto a la matriz de inercia, $[C]$ es la matriz de amortiguamiento modal que ahora presenta una estructura diagonal y ω_i son los modos de vibración propios del sistema. La expresión matricial anterior presenta esta forma porque al diagonalizar la matriz de masas se obtiene la matriz identidad y al diagonalizar la matriz de rigidez se obtiene una matriz diagonal en la que aparecen los distintos modos propios de vibración al cuadrado en su diagonal.

De esta manera, los términos de la diagonal de la matriz $[C]$ se igualan para mantener la analogía con los sistemas de un grado de libertad permitiendo determinar el valor del amortiguamiento relativo correspondiente al modo i :

$$c_i = 2\xi_i\omega_i$$

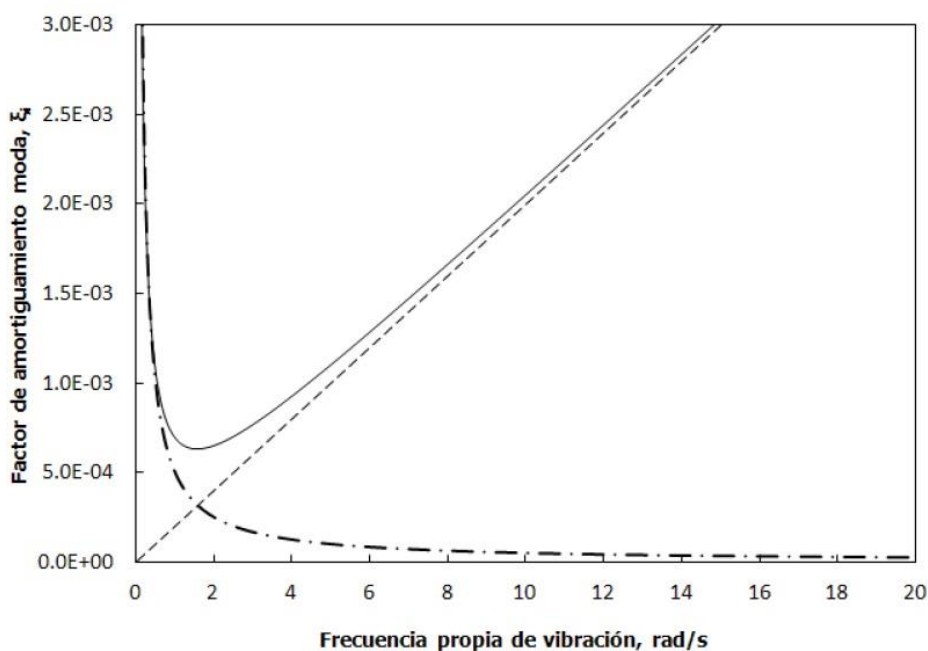
Donde ξ_i es el factor de amortiguamiento modal correspondiente al modo i -ésimo propio de vibración del sistema. Por lo tanto, igualando expresiones de forma inicial se obtiene la siguiente igualdad:

$$2\xi_i\omega_i = \alpha + \beta\omega_i^2$$

Despejando se obtiene el valor de amortiguamiento global:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2}$$

La expresión anterior, que relaciona el factor de amortiguamiento modal, con la frecuencia de vibración propia del sistema, adquiere comúnmente, por medio de los coeficientes de Rayleigh, una forma parabólica como se indica en la siguiente figura.



Representación de la expresión que da la amortiguación total modal. Fuente: (113)

Como se puede observar en la figura, para la primera parte de la gráfica (frecuencias de 0,5 a 8 rad/s), la curva muestra una marcada no-linealidad. Sin embargo, después de este rango de frecuencias la variación es perfectamente lineal.

El coeficiente de amortiguamiento modal se obtiene de la suma de las componentes. Para valores muy bajos de los modos propios de vibración, será el primer término el que predomine en la ecuación anterior, o sea el término controlado por el coeficiente α (término de masas) y por lo tanto el amortiguamiento vendrá explicado por la masa del sistema.

Cuando los modos de vibración son elevados, ocurrirá al contrario, y será el término controlado por el coeficiente β el que predomine en la ecuación, entonces, en este caso, el factor de amortiguamiento vendrá controlado por la rigidez del sistema.

Cabe mencionar que la mayoría de las infraestructuras civiles son diseñadas normalmente para tener una adecuada rigidez y por tanto vibrarán con un elevado valor de frecuencia. Así pues, el segundo término β dominará en la ecuación ya que la frecuencia ω_i se encuentra multiplicando. Por esto, se sabe que, para estructuras rígidas, el rango no-lineal de la gráfica es muy pequeño y

ANEXO II: MODELOS DE COMPORTAMIENTO VIBRATORIO

habitualmente se suele asumir que el factor de amortiguamiento modal sea proporcional a las frecuencias de vibración del sistema y sólo dependa del término controlado por el coeficiente β .

$$\frac{\alpha}{2\omega_i} \approx 0$$

Así, la ecuación del amortiguamiento global queda simplificada de la siguiente forma:

$$\xi_i = \frac{\beta\omega_i}{2}$$

De aquí, despejando se obtiene la expresión para el cálculo del coeficiente β de Rayleigh:

$$\beta = \frac{2\xi_i}{\omega_i}$$

Por otra parte, el factor de amortiguamiento está relacionado con el factor de pérdidas para un cierto modo propio de vibración como:

$$\eta = 2\xi$$

Y de esta forma, es posible relacionar también el ángulo de fase ϕ con el coeficiente β de Rayleigh. Partiendo de la ecuación:

$$\eta = \tan\phi = 2\xi$$

se obtiene la siguiente relación:

$$\beta = \frac{2\xi}{\omega} = \frac{\tan\phi}{\omega}$$

ANEXO III:
**Estudio del comportamiento
estructural de la vía**

El planteamiento de este anexo no es otro que verificar que la inclusión de los nuevos bloques no condiciona la estabilidad estructural y, en definitiva, que no ponen en peligro la normal circulación de los vehículos ferroviarios. Para ello se seguirá el mismo planteamiento, donde se realizará un **estudio comparativo** entre soluciones, pero, esta vez, desde un punto de vista tenso-deformacional de la superestructura ferroviaria.

Para ello se tratará de encontrar criterios límite en términos de tensiones y deformaciones tanto en balasto como subbalasto de modo que se valide la estabilidad de la vía y siempre acorde con las hipótesis en las que se fundamenta el modelo numérico.

Además, se comparará con el caso de solución nula C0 con el fin de comprobar no sólo que la solución no compromete la estabilidad, sino que su aplicación no supone un deterioro grave de las mismas sin aplicar ninguna medida.

1. Límites admisibles de tensiones y deformaciones

Las relaciones constitutivas de los materiales de superestructura hacen que exista un estrecho vínculo entre las tensiones y las deformaciones causadas por el paso de un vehículo ferroviario.

Teniendo en cuenta que el modelo numérico se ha realizado bajo la hipótesis de materiales homogéneos, isotropos y elásticos lineales, dichas relaciones no son otras que las propias leyes de la elástica, donde las deformaciones vienen relacionadas biunívocamente con las tensiones a través del coeficiente de Poisson y del módulo de Young. Para el rango de tensiones esperable en todos los materiales en los escenarios planteados resulta un modo relativamente sencillo y eficaz de caracterizar la respuesta del conjunto vía-terreno.

Sin embargo, no resulta sencillo encontrar un criterio claro que permita establecer límites admisibles en términos de deformación elástica – recuperable – para un caso similar al planteado en el modelo. Esto se debe, seguramente, al planteamiento que realizan las normas sobre cómo debe ejecutarse el paquete de

vía, desde la plataforma hasta las capas de la superestructura. Estas se dimensionan atendiendo a la 'calidad' de cada capa, que se traduce en capacidad portante o carga admisible. Es decir, se busca conseguir una buena capacidad portante que asegure que las deformaciones que se van a producir en el carril no van a comprometer su normal funcionamiento. Se limitan las deformaciones a través de las tensiones.

Por otra parte, garantizar que se cumplen los criterios tensionales también valida la aplicabilidad de la hipótesis elástica lineal, ya que no se producen deformaciones remanentes de importancia – el cálculo elástico no las considera -.

Además, debe tenerse en cuenta que el carril de acero es un elemento rígido y una deformabilidad elevada de las capas de asiento puede ocasionar fuertes tensiones en él y contribuir a un desgaste prematuro e incluso a impedir el tránsito de los vehículos.

Por todo lo anterior, se expondrán a continuación una serie de criterios que limitan las tensiones máximas admisibles en las capas de superestructura y se contrastarán las deformaciones en el carril del caso sin medida C0 con el resto.

1.1. Tensiones

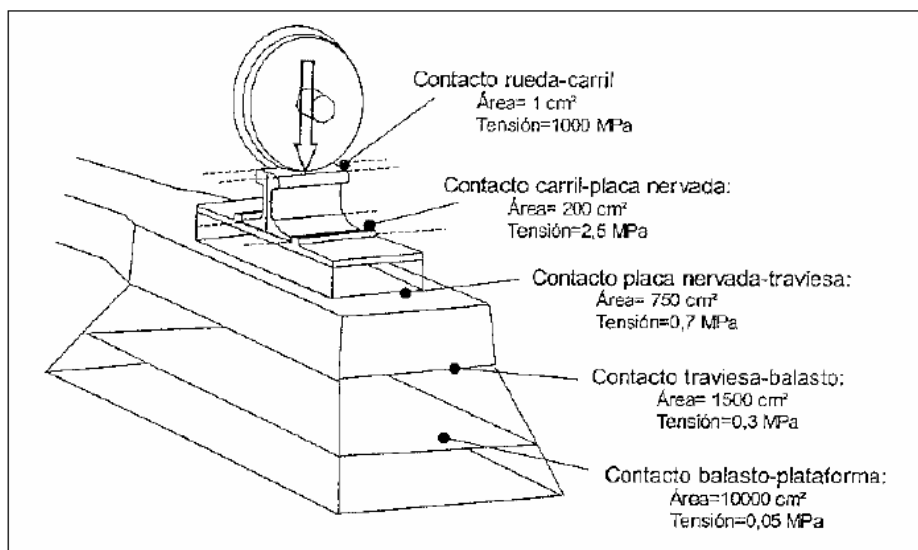
Debe tenerse en cuenta que en el modelo numérico se han considerado las capas de material mediante un medio continuo, homogéneo e isótropo mientras que el balasto se compone de piezas de formas angulosas cuya trabazón confiere al conjunto una respuesta asimilable a la elástica. Las tensiones obtenidas en el modelo numérico deberán aceptarse como valores medios aproximados que se pudieran dar en la banqueta, en ningún caso como valores exactos sobre las piezas del balasto ya que estos dependen de la aleatoriedad de la forma y disposición de las mismas y de cómo se estén produciendo los contactos entre ellas.

Teniendo en cuenta lo anterior, se está proponiendo, por tanto, una limitación en la tensión media de las capas. Una buena descripción y primera aproximación a valores límite la encontramos en de Nájera (189):

ANEXO III: ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA VÍA

“A la cara inferior de las traviesas y a causa de la flexión del emparrillado de la vía, llegan unas tensiones cuyo valor medio, en sentido longitudinal de ésta, puede cuantificarse por medio del método de Zimmermann. Sin embargo, la distribución no es uniforme y se debe comparar con el nivel tensional admisible por la capa de balasto.

Las referencias señalan como magnitud a no superar los **3 o 4 kg/cm²**, para evitar deformaciones permanentes importantes.”



Superficies de reparto de las cargas desde la rueda hasta el balasto. Fuente: (189)

Por lo que respecta a las tensiones en la plataforma, también en (189) se recomienda que no se superen de 0.2 a 1 kg/cm².

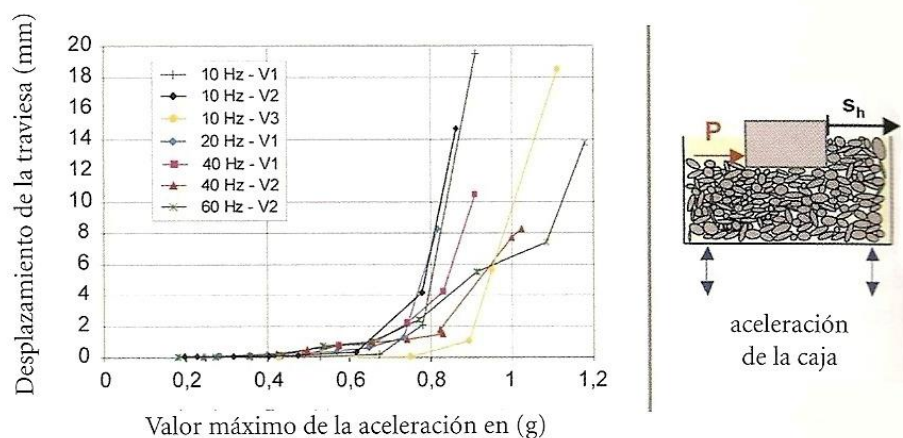
En cambio, atendiendo a la rotura del propio material – de las piezas -, la normas UNE 22/950/5 y 22/950/90 Parte 1 establecen como resistencias mínimas del balasto:

- Para carga puntual Franklin > 1200 kg/cm²
- Para compresión simple > 118 MPa.

Otros posibles efectos que pueden darse como influencia de la aplicación de los bloques anti-onda es la pérdida de capacidad portante de la superestructura por licuefacción del balasto. Según Vidal (190) y basándose en numerosas experiencias

llevadas a cabo en Francia – en líneas del TGV – y en Japón – línea de Tokaido - , para valores de aceleraciones en el balasto de entre 0.6 y 0.8 g se produce la reordenación del mismo. Esto es, que, tras su colocación, vibraciones cíclicas que originen aceleraciones en dicho intervalo provocan un cambio de disposición de las piezas de modo que alcancen una configuración de mayor resistencia. Esto se traduce en un primer asiento inicial, pero en la ganancia de resistencia posterior. En cambio, si se supera el umbral de 1.4-1.6 g, el balasto **comienza a responder como un fluido** y se pierde capacidad portante y resistencia lateral.

Es por ello que, pese a que no se ha realizado una simulación numérica de ciclos de carga, sí se comprobará que para las velocidades planteadas no se experimenta un fuerte aumento de las aceleraciones de los elementos del balasto ni se superan dichos límites.



Relación entre aceleraciones y deformación lateral del balasto. Fuente: (149)

Es decir, se deben cumplir, al menos, tres criterios tensionales:

- No superar la carga que origina deformaciones diferidas inadmisibles [límite 0.3-0.4 MPa].
- No superar la carga de rotura del material [límite 118 MPa].
- No superar el rango de aceleraciones que origina la descompresión y licuefacción del balasto [límite 0.8 g].

1.2. Deformaciones

No se ha encontrado una referencia clara que permita evaluar las deformaciones elásticas máximas admisibles. Además, no se ha realizado un modelo numérico capaz de conocer las deformaciones plásticas acumuladas para 'n' ciclos de carga puesto que ese no era el objetivo principal del proyecto y hubiera supuesto incurrir en un grado de complejidad y coste computacional inadmisibles para el desarrollo de otras etapas del mismo. Es por ello que se procederá únicamente a contrastar las deformaciones máximas registradas en el carril para el caso C0 - sin aplicación de medida – respecto al resto de casos.

Se comprobará que la deformación en el carril no sufra incrementos importantes, así como tampoco la tensión en el mismo. El límite elástico del acero para los carriles UIC-50, 54 y 60 oscila entre los 300 y los 500 MPa habitualmente y se recomienda que la tensión en el mismo en servicio no supere el 75 % del límite, por lo que podría fijarse como valor de referencia un máximo de 220 MPa para garantizar una vida útil aceptable.

2. Resultados obtenidos de tensiones y deformaciones

Los resultados que se muestran a continuación corresponden con los máximos obtenidos de entre las tres velocidades procesadas.

2.1. Tensiones

Las tensiones de compresión vertical y media de Von Mises obtenidas en los puntos Pt1 –bajo traviesa - , Pt2 - en el interior del balasto – y Pt5 – en el interior de la plataforma - son:

ANTONIO JOSÉ PÉREZ MARTÍNEZ

Superestructura						Plataforma	
Caso	Eicenario	Bajo traveia [Pt1]		Interior [Pt2]		Interior [Pt5]	
		σ_c (kPa)	σ_{vm} (kPa)	σ_c (kPa)	σ_{vm} (kPa)	σ_c (kPa)	σ_{vm} (kPa)
C0		179,41	332,56	31,97	33,18	9,00	9,73
C1	D0_P0,9	179,27	331,24	31,90	33,05	8,97	9,68
	D0_P3	179,33	330,40	31,85	33,00	8,87	9,55
	D1,5_P0,9	179,21	331,67	31,94	33,08	8,99	9,69
	D1,5_P3	179,06	330,76	31,90	33,01	8,95	9,63
	D3_P0,9	179,23	331,93	31,96	33,10	8,99	9,69
	D3_P3	179,09	331,34	31,94	33,05	8,98	9,64
C2	D0_P0,9	179,27	331,35	31,91	33,07	8,98	9,69
	D0_P3	179,36	330,87	31,87	33,01	8,92	9,62
	D1,5_P0,9	179,23	331,76	31,94	33,09	8,99	9,70
	D1,5_P3	179,11	331,06	31,91	33,02	8,96	9,64
	D3_P0,9	179,25	332,00	31,96	33,11	9,00	9,70
	D3_P3	179,14	331,52	31,94	33,07	8,98	9,66
C3	P0_E0,3	188,28	337,30	45,43	40,46	5,72	5,39
	P0_E0,6	186,38	341,22	48,00	42,14	2,71	2,67
	P0,3_E0,3	179,88	331,57	39,41	36,02	5,10	4,48
	P0,3_E0,6	178,95	332,45	41,86	38,33	2,65	2,59
	P1,5_E0,3	178,97	333,82	32,96	33,42	5,77	2,56
	P1,5_E0,6	178,57	335,86	33,31	33,77	2,65	2,23

*Tensiones medias máximas vertical y de Von Mises en superestructura y plataforma.
Fuente: Elaboración propia.*

Puede observarse en los resultados anteriores que ninguna de las soluciones propuestas excede los límites citados en el apartado anterior en cuanto a tensiones máximas por criterios de deformación remanente ya que en ningún caso se superan los 0.4 MPa en el balasto.

Por lo que respecta a la plataforma, las tensiones obtenidas son inferiores a 0.01 Mpa en todas ellas por lo que también se cumplen los criterios de tolerabilidad en plataforma. Además, aunque la diferencia es baja, todas las soluciones muestran una mejora respecto al caso C0 y ésta se acentúa más aún para la solución de losa, donde la mejora estructural del paquete se hace notar.

Además, los criterios de deformabilidad, por ser más restrictivos que los de rotura del material hacen que éste trabaje muy lejos de sus límites tensionales últimos.

ANEXO III: ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA VÍA

Por lo que respecta a la descompresión y licuefacción del balasto, las aceleraciones máximas obtenidas en el mismo – puede verse con más detalle en los resultados de 3.2.1 – son:

Pa2 [Balasto]: (m/s²)

	V50	V90	V150
CASO C0	1,18	4,51	2,72

Pa2 [Balasto]: (g)

	V50	V90	V150
CASO C0	0,12	0,46	0,28

		CASO C1		
Prof. 0.9	Dist. 0	1,22	4,51	2,72
	Dist. 1.5	1,18	4,51	2,73
	Dist. 3	1,18	4,51	2,73
Prof. 3	Dist. 0	1,27	4,52	2,70
	Dist. 1.5	1,20	4,50	2,73
	Dist. 3	0,33	0,09	0,30

		CASO C1		
Prof. 0.9	Dist. 0	0,12	0,46	0,28
	Dist. 1.5	0,12	0,46	0,28
	Dist. 3	0,12	0,46	0,28
Prof. 3	Dist. 0	0,13	0,46	0,28
	Dist. 1.5	0,12	0,46	0,28
	Dist. 3	0,03	0,01	0,03

		CASO C2		
Prof. 0.9	Dist. 0	1,22	4,51	2,72
	Dist. 1.5	1,18	4,51	2,73
	Dist. 3	1,18	4,51	2,73
Prof. 3	Dist. 0	1,25	4,53	2,71
	Dist. 1.5	1,20	4,49	2,71
	Dist. 3	1,18	4,51	2,73

		CASO C2		
Prof. 0.9	Dist. 0	0,12	0,46	0,28
	Dist. 1.5	0,12	0,46	0,28
	Dist. 3	0,12	0,46	0,28
Prof. 3	Dist. 0	0,13	0,46	0,28
	Dist. 1.5	0,12	0,46	0,28
	Dist. 3	0,12	0,46	0,28

		CASO C3		
Esp. 0.3	Prof. 0	1,22	4,87	3,01
	Prof. 0.3	1,50	4,06	3,04
	Prof. 1.5	1,25	4,38	2,82
Esp. 0.6	Prof. 0	1,15	4,77	3,26
	Prof. 0.3	1,95	3,65	3,02
	Prof. 1.5	1,25	4,45	2,55

		CASO C3		
Esp. 0.3	Prof. 0	0,12	0,50	0,31
	Prof. 0.3	0,15	0,41	0,31
	Prof. 1.5	0,13	0,45	0,29
Esp. 0.6	Prof. 0	0,12	0,49	0,33
	Prof. 0.3	0,20	0,37	0,31
	Prof. 1.5	0,13	0,45	0,26

Aceleraciones máximas obtenidas en m/s² –izq.- y g –dcha.- para todos los escenarios procesados en la capa de balasto. Fuente: Elaboración propia.

Como se puede apreciar en la tabla anterior, los resultados obtenidos no superan en ningún caso los 0.5 g, magnitud muy inferior al umbral teórico de inicio de fluencia del balasto. Se aprecia un ligero ascenso en el caso C3 –losa- para los escenarios de menor profundidad. Justo cuando ésta se dispone debajo del balasto se observa un mayor repunte de las aceleraciones respecto al resto de soluciones, seguramente debido a la reflexión de la onda mecánica.

Teniendo en cuenta todo lo anterior, puede afirmarse que las soluciones propuestas no comprometen la estabilidad de la vía en términos de tensiones.

2.2. Deformaciones

Las deformaciones verticales máximas obtenidas para el carril en el caso C0 son:

- 1.08 mm para $v = 50$ km/h
- 1.05 mm para $v = 90$ km/h
- 1.10 mm para $v = 150$ km/h

Las deformaciones máximas obtenidas para el resto de soluciones son:

DEFORMACIONES CARRIL (mm)

C1	V50	1,08
	V90	1,05
	V150	1,09
C2	V50	1,08
	V90	1,05
	V150	1,09
C3	V50	0,95
	V90	0,91
	V150	0,93

Deformaciones máximas en el carril para cada una de las soluciones. Fuente: Elaboración propia.

ANEXO III: ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA VÍA

Puede observarse que para todas las soluciones propuestas no se supera la deformación en el carril del caso C0, de hecho, el caso C3 reduce sensiblemente la deformación por disminuir la deformabilidad del conjunto.

Las tensiones máximas sobre el carril no superan en ningún caso los 150 MPa, cifra inferior al 75 % del límite elástico menor de los carriles UIC por lo que puede afirmarse que también, en términos de deformación, las soluciones propuestas muestran una mejora respecto al caso de solución nula.

