UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

**ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE
INGENIEROS INDUSTRIALES**

**ANÁLISIS DINÁMICO DE PASOS
INFERIORES EN LA LÍNEA DEL
FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD**

TESIS DOCTORAL

Manuel Francisco Báez Henríquez

Ingeniero Civil

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA MECÁNICA

**ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE
INGENIEROS INDUSTRIALES**

**ANÁLISIS DINÁMICO DE PASOS INFERIORES EN
LA LÍNEA DEL FERROCARRIL DE ALTA
VELOCIDAD**

TESIS DOCTORAL

Autor: Manuel Francisco Báez Henríquez
Ingeniero Civil

Directores: Alberto Fraile de Lerma
Dr. Ingeniero Industrial
Universidad Politécnica de Madrid

Lutz Hermanns
Dr. Ingeniero Civil
Universidad Politécnica de Madrid

2019

TRIBUNAL TESIS DOCTORAL

ANÁLISIS DINÁMICO DE PASOS INFERIORES EN LA LÍNEA DEL FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD

AUTOR: MANUEL FRANCISCO BÁEZ HENRÍQUEZ

DIRECTOR/ES: ALBERTO FRAILE DE LERMA
LUTZ HERMANN

Tribunal nombrado por el Excmo. y Magfco. Sr. Rector de la Universidad Politécnica de Madrid el día ____ de ____ de 2019.

Presidente	D./D ^a .
Vocal	D./D ^a .
Vocal	D./D ^a .
Vocal	D./D ^a .
Secretario	D./D ^a .

Realizado el acto de defensa el día ____ de ____ de 2019 en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales de la Universidad Politécnica de Madrid.

Calificación obtenida: _____

EL PRESIDENTE

VOCAL

VOCAL

VOCAL

SECRETARIO

ÍNDICE GENERAL

Índice General	i
Índice de Figuras	v
Índice de Tablas	xi
Resumen	xiii
Abstract.....	xv
Parte I	1
Capítulo 1. Introducción	3
1.1. Contexto histórico, la alta velocidad en España y los pasos inferiores.....	3
1.1.1. Historia del ferrocarril: Origen, evolución y estudio	3
1.1.2. Pasos inferiores en la alta velocidad española	5
1.2. Objetivos de la tesis.....	7
1.3. Organización de la tesis	8
1.3.1. Parte I – Planteamiento del problema	8
1.3.2. Parte II – Modelos numéricos: Planteamiento y análisis	8
1.3.3. Parte III – Ensayos, ajustes del modelo y comparación de resultados	9
Capítulo 2. Estado del arte.....	11
2.1. Modelos de emisión	13
2.1.1. Modelos de carga	13
2.1.2. Modelos de vía e irregularidad	17
2.2. Modelos de cálculo de la estructura	19
2.2.1. Modelos bidimensionales (2D)	19
2.2.2. Modelos tridimensionales	20
2.3. Consideraciones complementarias	22
Parte II	25
Capítulo 3. Modelo estructural	27
3.1. Modelo de losa	28
3.1.1. Ecuación de campo de la losa: Teoría de Kirchhoff	28
3.1.2. Funciones de forma: Método Rayleigh-Ritz.....	31
3.1.3. Funciones de forma para el problema propuesto	32

3.1.4. Matrices estructurales de la losa	33
3.1.5. Vector de cargas	35
3.1.6. Cálculo de la respuesta de la losa	36
3.2. Modelo de hastial	37
3.2.1. Desarrollo del modelo	38
3.2.2. Impedancia o rigidez dinámica	39
3.2.3. Ensamblaje losa-hastial: Contribución del hastial sobre la rigidez de la losa	40
3.2.4. Respuesta del hastial	40
3.3. Modelo de carga	42
3.3.1. Generación del perfil de irregularidad	43
3.3.2. Carga del tren: Contribución constante y dinámica	44
3.4. Procedimiento de cálculo del modelo simplificado de la estructura (MS)	45
3.5. Modelo de placas: Formulación del método de los elementos finitos	47
3.5.1. Teoría de placas Mindlin- Reissner	47
3.5.2. Formulación de la losa con elementos finitos: Teoría de Mindlin-Reissner	50
3.5.3. Formulación elementos finitos DKT (FEM-K)	54
Capítulo 4. Análisis de modelos: Comparación y convergencia	57
4.1. Comparación de los diferentes modelos de losa	57
4.1.1. Características de la losa tipo	58
4.1.2. Convergencia de la losa con funciones de Rayleigh (L-FFR)	58
4.1.3. Convergencia de la losa FEM-Mindlin-Reissner (L-MN): Discretización	60
4.1.4. Convergencia del elemento DKT: Modelo (L-KR)	64
4.1.5. Comparación de las formas modales de los modelos de losa: L-FFR y L-KR	65
4.1.6. Comparación de los diferentes modelos de la losa: L-FFR, L-MN y L-KR.	67
4.1.7. Discusión y conclusiones acerca de los modelos de losa	70
4.2. Comprobaciones del modelo del hastial	71
4.2.1. Comparación de los diferentes modelos	71
4.2.2. Discusión y conclusiones acerca de los modelos de hastial.	73
4.3. Estructura: Comparación de modelos	74
4.3.1. Comparación de los diferentes modelos	74
4.3.2. Discusión y conclusiones de los diferentes modelos de la estructura	77
4.4. Modelo de emisión	78
4.4.1. Determinación del número de traviesas	78
4.4.2. Ajuste del número de elementos viga	79
4.4.3. Conclusiones respecto a la discretización de la vía	80
Parte III	81
Capítulo 5. Estructura, ensayos e instrumentación	83
5.1. Descripción de la línea de alta velocidad Segovia-Valladolid	83

5.2.	Descripción de la estructura	84
5.3.	Instrumentación	85
5.3.1.	Acelerómetros	85
5.3.2.	Acondicionadores de señal	86
5.3.3.	Adquisición de datos y digitalización	86
5.4.	Adquisición y tratamiento de datos experimentales	90
Capítulo 6.	Evaluación de los parámetros del modelo numérico	97
6.1.	Caracterización de los trenes y la estructura	97
6.1.1.	Definición de los trenes: Cargas y dimensiones	97
6.1.2.	Definición de la losa equivalente	98
6.1.3.	Parámetros base o nominales del modelo de emisión y la estructura	101
6.1.4.	Efecto de la irregularidad y definición del número de simulaciones	103
6.2.	Evaluación de los parámetros del modelo de emisión	111
6.2.1.	Evaluación de los parámetros de la irregularidad de la vía	111
6.2.2.	Evaluación de los parámetros estructurales de la vía	116
6.3.	Evaluación e influencia de los parámetros de la estructura	123
6.3.1.	Evaluación tipo de carga sobre la losa	124
6.3.2.	Evaluación del espesor de la losa (<i>teq</i>)	125
6.3.3.	Evaluación de la rigidez del apoyo viscoelástico de los hastiales (<i>km</i>)	127
6.3.4.	Evaluación del amortiguamiento del apoyo viscoelástico de los hastiales (<i>Cm</i>)	129
6.3.5.	Influencia de los muelles horizontales en los extremos de los hastiales (<i>Kh</i>) ...	130
6.3.6.	Influencia de los muelles rotacionales en los extremos de los hastiales (<i>Kr</i>) ...	132
6.4.	Resumen de la influencia de los parámetros del modelo	133
6.5.	Influencia de la velocidad del tren	136
6.6.	Influencia de la composición del tren	137
Capítulo 7.	Ajuste del modelo numérico	141
7.1.	Resultados experimentales a ajustar	141
7.2.	Resultados del modelo con los parámetros base o nominales	145
7.3.	Ajuste del modelo y resultados	146
7.3.1.	Procedimiento de ajuste	146
7.3.2.	Comparaciones de las densidades espectrales en el ajuste global	147
7.3.3.	Valores de los parámetros ajustados en el modelo	150
7.3.4.	Frecuencias propias según el modelo S-MN	152
7.3.5.	Comparación de la historia temporal y PSD numéricos y experimentales	152
7.3.6.	Representación de la respuesta en espectros de tercios de octava	156
7.3.7.	Contornos de aceleraciones máximas	158
7.3.8.	Contornos de aceleraciones máximas ante el paso de trenes simultáneos	159
7.3.9.	Representación de aceleraciones máximas en la losa	160

Capítulo 8. Conclusiones y desarrollos futuros	163
8.1. Conclusiones.....	163
8.2. Desarrollos futuros y líneas de investigación:.....	168
Anexos.....	171
A.1. MAC: Formas modales de la losa	173
A.2. Funciones de transferencia de la Losa	174
A.3. Funciones de transferencia del hastial.....	177
A.4. Número de simulaciones.....	179
A.5. Variación del parámetro de calidad de vía $Grr(\eta_0)$	184
A.6. Influencia a la variación del exponente de ajuste γ	187
A.7. Influencia de la variación de la masa no suspendida (mr)	190
A.8. Influencia de la variación de la rigidez del balasto (kb).....	192
A.9. Influencia de la variación del amortiguamiento del balasto (cb).....	194
A.10. Tipo de carga sobre la estructura: Distribuida o puntual	196
A.11. Variación del espesor equivalente de la losa (teq).....	198
A.12. Variación de la rigidez del apoyo viscoelástico de los hastiales (km).....	200
A.13. Variación del amortiguamiento del apoyo viscoelástico de los hastiales (cm)	202
A.14. Variación de los muelles horizontales en los apoyos de los hastiales (Kh)....	204
A.15. Variación de los muelles rotacionales en los apoyos de los hastiales (Kr)	206
A.16. Influencia de la velocidad del tren.....	208
A.17. Influencia de la composición del tren	210
A.18. Datos experimentales	213
A.19. Densidades espectrales: Ajuste modelo y parámetros base.	216
A.20. Densidades espectrales: Modelo ajustado	219
A.21. Espectros tercios de octava	222
A.22. Aceleraciones máximas en la estructura (Contornos).	225
Bibliografía.....	231

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Fig. 1-1: Tipología de estructuras semienterradas en la línea Segovia-Valladolid (Dirección General de Ferrocarriles, 2014).</i>	6
<i>Fig. 1-2: Histograma de marcos rectangulares en función del ancho (Dirección General de Ferrocarriles, 2014).</i>	6
<i>Fig. 2-1: Clasificación de los modelos de vibraciones inducidas al terreno por ferrocarriles (Kouroussis, y otros, 2014).</i>	11
<i>Fig. 2-2: Tren de cargas verticales UIC71 o Modelo 71, (Secretaría de Estado de Infraestructura del Transporte, 2007).</i>	14
<i>Fig. 2-3: Tren de cargas verticales SW/0 y SW/2 (EN 1991-2: 2002, 2002).</i>	14
<i>Fig. 2-4: Ámbito de aplicación del coeficiente de impacto (Dirección General de Ferrocarriles, 2014).</i>	15
<i>Fig. 2-5: Ámbito de aplicación del coeficiente de impacto según la IAPF-07 (Secretaría de Estado de Infraestructura del Transporte, 2007).</i>	15
<i>Fig. 2-6: Geometría del marco bajo el terraplén según la IAPF-07 (Secretaría de Estado de Infraestructura del Transporte, 2007).</i>	16
<i>Fig. 2-7: Modelos simplificados de interacción vehículo-estructura (Secretaría de Estado de Infraestructura del Transporte, 2007).</i>	16
<i>Fig. 2-8: a) Modelo completo de un tren articulado. b) Bogíes desacoplados (Romero, y otros, 2013).</i>	17
<i>Fig. 2-9: Densidades espectrales de modelos de irregularidad del carril (Kouroussis, y otros, 2014).</i>	18
<i>Fig. 2-10: Idealización estructural como pórtico y viga (Goicolea, y otros, 2002).</i>	19
<i>Fig. 2-11: Modelo 2D de elementos finitos (Vega, y otros, 2012).</i>	20
<i>Fig. 2-12: Modelo tridimensional de elementos finitos sólidos (Zangeneh, y otros, 2018).</i>	20
<i>Fig. 2-13: Modelo del suelo como un semi espacio (Romero, y otros, 2013).</i>	21
<i>Fig. 2-14: Análisis por separado del suelo y la estructura (Fraile, y otros, 2002).</i>	22
<i>Fig. 3-1: a) Modelo de la estructura. b) Descomposición por elementos.</i>	27
<i>Fig. 3-2: Estado de tensiones en la placa (Szilard, 2004).</i>	29
<i>Fig. 3-3: Equilibrio de fuerzas internas en la placa (Szilard, 2004).</i>	30
<i>Fig. 3-4: a) Losa y funciones de forma. b) Deformada de la losa para $i = 1$ y $j = 1$.</i>	33
<i>Fig. 3-5: Variación del amortiguamiento de Rayleigh con la frecuencia.</i>	35
<i>Fig. 3-6: A) Modelo de hastial. B) "Viga vertical" apoyada sobre apoyo viscoelástico.</i>	37
<i>Fig. 3-7: Elemento infinitesimal del hastial, equilibrio de fuerzas.</i>	38
<i>Fig. 3-8: Modelo clásico de vía sobre balasto.</i>	42
<i>Fig. 3-9: a) Perfil de irregularidad de la superficie del carril. b) Carga externa móvil.</i>	43
<i>Fig. 3-10: Procedimiento para la determinación de la respuesta en la estructura.</i>	45

Fig. 3-11: Procedimiento para el cálculo del modelo de emisión.	46
Fig. 3-12: Geometría del elemento placa rectangular (Bathe, 1996).	48
Fig. 3-13: Geometría de un elemento rectangular isoparamétrico.	51
Fig. 4-1: Esquema de losa (ML): convergencia y comparación.	58
Fig. 4-2: Forma modal L-FFR para $i = 1$ y $j = 4$	59
Fig. 4-3: Convergencias de las frecuencias propias: Modelo L-MN.	61
Fig. 4-4: Forma modal correspondiente a la frecuencia de 56.96 Hz: Modelo L-KR.	65
Fig. 4-5: Esquema de losa con carga unitaria: Comparación de modelos.	67
Fig. 4-6: Respuesta de las aceleraciones de los diferentes modelos de losa.	68
Fig. 4-7: Respuesta de los giros de los diferentes modelos de losa.	69
Fig. 4-8: Giros en el extremo para el hastial: aplicación de un momento unitario.	72
Fig. 4-9: Impedancia dinámica en el extremo del hastial.	73
Fig. 4-10: Esquema de la estructura y los puntos de cálculo de la respuesta.	75
Fig. 4-11: Aceleración de la losa: Comparación de los modelos de la estructura.	75
Fig. 4-12: Aceleración de los hastiales: Comparación de los modelos de estructura.	76
Fig. 4-13: PSD de la fuerza en el balasto: diferente número de traviesas.	79
Fig. 4-14: PSD de la fuerza en el balasto: diferente discretización del carril.	80
Fig. 5-1: Esquema de estructura tipo ensayada.	84
Fig. 5-2: Fotografía de la estructura en el ensayo.	85
Fig. 5-3: Esquema de la cadena de medida.	85
Fig. 5-4: Acelerómetro instalado en la estructura.	86
Fig. 5-5: Acondicionadores, sistemas de adquisición y ordenadores.	87
Fig. 5-6: Aplicación de LabVIEW usada en la adquisición de datos.	88
Fig. 5-7: Esquema de programación gráfica de LabVIEW (Fernandez Martinez, 2015).	88
Fig. 5-8: Aceleraciones experimentales: Tren S130 destino Segovia a 190 km/h.	91
Fig. 5-9: Aceleraciones experimentales: Tren S121, destino Valladolid a 230 km/h.	92
Fig. 5-10: Aceleraciones en los sensores J y K de la fig. 5-8 y fig. 5-9.	93
Fig. 5-11: PSD de las aceleraciones de los trenes en las fig. 5-8 y fig. 5-9.	94
Fig. 5-12: Aceleración máxima en cada sensor según la velocidad y tipo de tren.	95
Fig. 5-13: Aceleraciones máximas respecto a la posición de la vía.	96
Fig. 6-1: Esquemas de los Trenes S102, S121 y S130.	98
Fig. 6-2: Sección de la losa en la estructura a) Real; b) Simplificado.	99
Fig. 6-3: Puntos de evaluación de la respuesta: parámetros base e influencia.	103
Fig. 6-4: PSD de la fuerza en el balasto: sin irregularidad y con irregularidad.	104
Fig. 6-5: PSD de la respuesta de la estructura: con irregularidad y sin irregularidad.	105
Fig. 6-6: Fuerza en el balasto para 500 simulaciones: tren S121 a 240 km/h.	106
Fig. 6-7: PSD de la respuesta de la estructura para 500 simulaciones: tren S121 a 240 km/h. .	107
Fig. 6-8: PSD promedio en aceleraciones: diferentes números de simulaciones.	108
Fig. 6-9: PSD promedio en aceleraciones: 50 grupos de 20 de simulaciones.	109
Fig. 6-10: PSD promedio de la fuerza del balasto: 50 grupos de 20 simulaciones.	109

Fig. 6-11: Perfiles de rugosidad: variación $G_{rr}\eta_0$, tren S121 a 240 km/h.	112
Fig. 6-12: Influencia de $G_{rr}\eta_0$ para 20 simulaciones y cada tipo de tren.	112
Fig. 6-13: Respuesta de la estructura ante la influencia de vía $G_{rr}\eta_0$: tren S121.	113
Fig. 6-14: Perfiles de irregularidad variando γ para un tren S121 a 240 km/h.	114
Fig. 6-15: Influencia de γ para 20 simulaciones y cada tipo de tren.	115
Fig. 6-16: Respuesta de la estructura a la influencia γ con 20 simulaciones: tren S121.	115
Fig. 6-17: Influencia de m_r en la fuerza del balasto.	116
Fig. 6-18: Influencia de m_r en la respuesta de la estructura: Tren S121.	117
Fig. 6-19: PSD de la fuerza en el balasto para diferentes k_b .	119
Fig. 6-20: Respuesta de la estructura con diferentes k_b : tren S121.	119
Fig. 6-21: PSD de la fuerza en el balasto para diferentes c_b .	121
Fig. 6-22: Respuesta de la estructura variando c_b : Tren S121.	121
Fig. 6-23: Esquema de cargas bajo traviesas: Eurocódigo (EN 1991-2: 2002, 2002).	124
Fig. 6-24: PSD de la respuesta variando el criterio de carga; tren S121 a 240 km/h.	124
Fig. 6-25 PSD de la respuesta para diferentes espesores de losa: Tren S121 a 240 km/h.	126
Fig. 6-26: PSD de la respuesta para diferentes valores de k_m : trenes S121 a 240 km/h.	128
Fig. 6-27 PSD de la respuesta para diferentes valores de c_m : trenes S121 a 240 km/h.	129
Fig. 6-28: PSD de la respuesta ante la influencia de K_h al paso de trenes S121.	131
Fig. 6-29 PSD de la respuesta ante la influencia de K_r al paso de trenes S121.	132
Fig. 6-30: Influencia de la velocidad de circulación sobre las vías: tren S121.	136
Fig. 6-31: Respuesta de la estructura con diferentes composiciones de trenes S121.	138
Fig. 6-32: PSD de la respuesta del tren S121 en simple y doble composición.	139
Fig. 7-1: PSD Max. Min. y Med. experimentales de la respuesta, S130 sentido Valladolid.	142
Fig. 7-2: Promedio de las PSD por tipo de tren con sentido Valladolid.	143
Fig. 7-3: Promedio de las PSD por tipo de tren con sentido Segovia.	144
Fig. 7-4: PSD de la respuesta experimental y nominal: tren S102, sentido Valladolid.	145
Fig. 7-5: Resultados de ajuste del modelo: tren S102 sentido Valladolid.	148
Fig. 7-6: Amortiguamiento de la losa para el ajuste del modelo.	151
Fig. 7-7: Respuesta experimental y numérica: tren S130 con sentido Segovia.	153
Fig. 7-8: Respuesta experimental y numérica: tren S121 con sentido Valladolid.	154
Fig. 7-9: PSD experimental y numérica de la respuesta: tren S130 con sentido Segovia.	155
Fig. 7-10: PSD experimental y numérica de la respuesta: tren S121 con sentido Valladolid.	156
Fig. 7-11: Espectro en tercios de octavas: tren S121 sentido Segovia.	157
Fig. 7-12: Aceleraciones máximas en la losa y hastial: tren S121.	158
Fig. 7-13: Aceleraciones máximas en losa y hastial: trenes simultáneos (S121 y S130).	160
Fig. 7-14: Aceleraciones máximas en el centro del vano de la losa.	161
Fig. A-1: Funciones de transferencia en aceleraciones de la losa de 0.20 m de espesor.	174
Fig. A-2: Funciones de transferencia de los giros de la losa de 0.20 m de espesor.	174
Fig. A-3: Funciones de transferencia en aceleraciones de la losa de 0.30 m de espesor.	175
Fig. A-4: Funciones de transferencia de los giros de la losa de 0.30 m de espesor.	175

Fig. A-5: Funciones de transferencia en aceleraciones de la losa de 0.40 m de espesor.	176
Fig. A-6: Funciones de transferencia de los giros de la losa de 0.40 m de espesor.	176
Fig. A-7: Función de transferencia del hastial con un ancho de 0.20 m.	177
Fig. A-8: Función de transferencia del hastial con un ancho de 0.50 m.	177
Fig. A-9: Función de transferencia del hastial con un ancho de 1.00 m.	178
Fig. A-10: Función de transferencia del hastial con un ancho de 2.00 m.	178
Fig. A-11: Fuerza en el balasto para 500 simulaciones: Tren S102 a 300 km/h.	179
Fig. A-12: Fuerza en el balasto para 500 simulaciones: Tren S121 a 240 km/h.	179
Fig. A-13: Fuerza en el balasto para 500 simulaciones: Tren S130 a 200 km/h.	179
Fig. A-14: PSD de la respuesta para 500 simulaciones: tren S102 a 300 km/h.	180
Fig. A-15: PSD de la respuesta para 500 simulaciones: tren S121 a 240 km/h.	180
Fig. A-16: PSD de la respuesta para 500 simulaciones: tren S130 a 200 km/h.	181
Fig. A-17: Promedio de la respuesta para 50 grupos de 20 simulaciones a 1 Hz.	181
Fig. A-18: Promedio de la respuesta para 50 grupos de 20 simulaciones a 5 Hz.	182
Fig. A-19: Promedio de la fuerza en el balasto para 50 grupos de 20 simulaciones a 1 Hz.	182
Fig. A-20: Promedio de la fuerza en el balasto para 50 grupos de 20 simulaciones a 5 Hz.	183
Fig. A-21: Perfiles de irregularidad variando $G_{rr}(\eta_0)$, tren S102 a 300 km/h.	184
Fig. A-22: Perfiles de irregularidad variando $G_{rr}(\eta_0)$, tren S121 a 240 km/h.	184
Fig. A-23: Perfiles de irregularidad $G_{rr}(\eta_0)$, tren S130 a 200 km/h.	185
Fig. A-24: Respuesta de la estructura ante la influencia de $G_{rr} \eta_0$; tren S102.	185
Fig. A-25: Respuesta de la estructura ante la influencia de $G_{rr} \eta_0$; tren S121.	186
Fig. A-26: Respuesta de la estructura ante la influencia de $G_{rr} \eta_0$; tren S130.	186
Fig. A-27: Perfiles de irregularidad variando γ , tren S102 a 300 km/h.	187
Fig. A-28: Perfiles de irregularidad variando γ , tren S121 a 240 km/h.	187
Fig. A-29: Perfiles de irregularidad variando γ , tren S130 a 200 km/h.	188
Fig. A-30: PSD de la respuesta a la influencia de γ para 20 simulaciones; tren S102.	188
Fig. A-31: PSD de la respuesta a la influencia de γ para 20 simulaciones; tren S121.	189
Fig. A-32: PSD de la respuesta a la influencia de γ para 20 simulaciones; tren S130.	189
Fig. A-33: Influencia de la variación de m_r en la respuesta de la estructura: Tren S102.	190
Fig. A-34: Influencia de la variación de m_r en la respuesta de la estructura: Tren S121.	190
Fig. A-35: Influencia de la variación de m_r en la respuesta de la estructura: Tren S130.	191
Fig. A-36: Respuesta de la estructura variando la rigidez de k_b ; tren S102.	192
Fig. A-37: Respuesta de la estructura variando la rigidez de k_b ; tren S121.	192
Fig. A-38: Respuesta de la estructura variando la rigidez de k_b ; tren S130.	193
Fig. A-39: Respuesta de la estructura variando c_b ; tren S102.	194
Fig. A-40: Respuesta de la estructura variando c_b ; tren S121.	194
Fig. A-41: Respuesta de la estructura variando c_b ; tren S130.	195
Fig. A-42: PSD de la respuesta variando el criterio de carga; tren S102 a 300 km/h.	196
Fig. A-43: PSD de la respuesta variando el criterio de carga; tren S121 a 240 km/h.	196
Fig. A-44: PSD de la respuesta variando el criterio de carga; tren S130 a 200 km/h.	197

Fig. A-45: Respuesta para diferentes espesores de la losa, tren S102 a 300 km/h.	198
Fig. A-46: Respuesta para diferentes espesores de la losa, tren S121 a 240 km/h.	198
Fig. A-47: Respuesta para diferentes espesores de la losa, tren S130 a 200 km/h.	199
Fig. A-48: PSD de la respuesta para diferentes valores de k_m : trenes S102 a 300 km/h.	200
Fig. A-49: PSD de la respuesta para diferentes valores de k_m : trenes S121 a 240 km/h.	200
Fig. A-50: PSD de la respuesta para diferentes valores de k_m : trenes S130 a 200 km/h.	201
Fig. A-51: PSD de la respuesta para diferentes valores de c_m : trenes S102 a 300 km/h.	202
Fig. A-52: PSD de la respuesta para diferentes valores de c_m : trenes S121 a 240 km/h.	202
Fig. A-53: PSD de la respuesta para diferentes valores de c_m : trenes S130 a 200 km/h.	203
Fig. A-54 PSD de la respuesta ante la influencia de K_h al paso de trenes S102.	204
Fig. A-55: PSD de la respuesta ante la influencia de K_h al paso de trenes S121.	204
Fig. A-56 PSD de la respuesta ante la influencia de K_h al paso de trenes S130.	205
Fig. A-57: PSD de la respuesta ante la influencia de K_r al paso de trenes S102.	206
Fig. A-58: PSD de la respuesta ante la influencia de K_r al paso de trenes S121.	206
Fig. A-59 PSD de la respuesta ante la influencia de K_r al paso de trenes S130.	207
Fig. A-60: Influencia de la velocidad de circulación: tren S102.	208
Fig. A-61: Influencia de la velocidad de circulación: tren S121.	208
Fig. A-62: Influencia de la velocidad de circulación: tren S130.	209
Fig. A-63: Trenes S102 en doble y simple composición.	210
Fig. A-64: Trenes S121 en doble y simple composición.	210
Fig. A-65: Trenes S130 en doble y simple composición.	211
Fig. A-66: PSD trenes S102 en doble y simple composición.	211
Fig. A-67: PSD trenes S121 en doble y simple composición.	212
Fig. A-68: PSD trenes S130 en doble y simple composición.	212
Fig. A-69: Envolvente de las PSD de aceleraciones experimentales: S102 a Valladolid.	213
Fig. A-70: Envolvente de las PSD de aceleraciones experimentales: S121 a Valladolid.	213
Fig. A-71: Envolvente de las PSD de aceleraciones experimentales: S130 a Valladolid.	214
Fig. A-72: Envolvente de las PSD de aceleraciones experimentales: S102 a Segovia.	214
Fig. A-73: Envolvente de las PSD de aceleraciones experimentales: S121 a Segovia.	215
Fig. A-74: Envolvente de las PSD de aceleraciones experimentales: S130 a Segovia.	215
Fig. A-75: PSD de la respuesta nominal y experimental, tren S102, sentido Valladolid.	216
Fig. A-76: PSD de la respuesta nominal y experimental, tren S121, sentido Valladolid.	216
Fig. A-77: PSD de la respuesta nominal y experimental, tren S130, sentido Valladolid.	217
Fig. A-78: PSD de la respuesta nominal y experimental, tren S102, sentido Segovia.	217
Fig. A-79: PSD de la respuesta nominal y experimental, tren S121, sentido Segovia.	218
Fig. A-80: PSD de la respuesta nominal y experimental, tren S130, sentido Segovia.	218
Fig. A-81: Resultados de ajuste del modelo: Tren S102, sentido Valladolid.	219
Fig. A-82: Resultados de ajuste del modelo: Tren S121, sentido Valladolid.	219
Fig. A-83: Resultados de ajuste del modelo: Tren S130, sentido Valladolid.	220
Fig. A-84: Resultados de ajuste del modelo: Tren S102, sentido Segovia.	220

<i>Fig. A-85: Resultados de ajuste del modelo: Tren S121, sentido Segovia.</i>	<i>221</i>
<i>Fig. A-86: Resultados de ajuste del modelo: Tren S130, sentido Segovia.</i>	<i>221</i>
<i>Fig. A-87: Espectro en tercios de octavas: trenes S102 sentido Valladolid.</i>	<i>222</i>
<i>Fig. A-88: Espectro en tercios de octavas: trenes S121 sentido Valladolid.</i>	<i>222</i>
<i>Fig. A-89: Espectro en tercios de octavas: trenes S130 sentido Valladolid.</i>	<i>223</i>
<i>Fig. A-90: Espectro en tercios de octavas: trenes S102 sentido Segovia.</i>	<i>223</i>
<i>Fig. A-91: Espectro en tercios de octavas: trenes S121 sentido Segovia.</i>	<i>224</i>
<i>Fig. A-92: Espectro en tercios de octavas: trenes S130 sentido Segovia.</i>	<i>224</i>
<i>Fig. A-93: Aceleraciones máximas en la losa y uno de los hastiales; Tren S102.</i>	<i>225</i>
<i>Fig. A-94: Aceleraciones máximas en la losa y uno de los hastiales; Tren S121.</i>	<i>225</i>
<i>Fig. A-95: Aceleraciones máximas en la losa y uno de los hastiales; Tren S130.</i>	<i>226</i>
<i>Fig. A-96: Aceleraciones máximas en losa y hastial, trenes simultáneos (S102 y S102).</i>	<i>226</i>
<i>Fig. A-97: Aceleraciones máximas en losa y hastial, trenes simultáneos (S102 y S121).</i>	<i>227</i>
<i>Fig. A-98: Aceleraciones máximas en losa y hastial, trenes simultáneos (S102 y S130).</i>	<i>227</i>
<i>Fig. A-99: Aceleraciones máximas en losa y hastial, trenes simultáneos (S121 y S121).</i>	<i>228</i>
<i>Fig. A-100 Aceleraciones máximas en losa y hastial, trenes simultáneos (S121 y S130).</i>	<i>228</i>
<i>Fig. A-101 Aceleraciones máximas en losa y hastial, trenes simultáneos (S130 y S130).</i>	<i>229</i>

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 3-1. Puntos de integración y coeficientes de ponderación, cuadratura de Gauss.....</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 4-1: Nomenclatura y abreviatura de la designación de modelos</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 4-2. Frecuencias propias (Hz) del modelo L-FFR</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 4-3. Frecuencias propias (Hz) del modelo L-MN: Elementos cuadrados.....</i>	<i>60</i>
<i>Tabla 4-4. Frecuencias propias (Hz) del modelo L-MN: Elementos rectangulares</i>	<i>62</i>
<i>Tabla 4-5. Comparación frecuencias propias: Modelos L-MN y L-MA (ANSYS).....</i>	<i>63</i>
<i>Tabla 4-6. Frecuencias propias (Hz) del modelo L-KR para diferentes discretizaciones.</i>	<i>64</i>
<i>Tabla 4-7: Comparación de formas modales de la losa: MAC L-KR vs L-FFR.....</i>	<i>66</i>
<i>Tabla 4-8. Propiedades del hastial: Comparación de modelos.....</i>	<i>71</i>
<i>Tabla 4-9: Frecuencias propias: Modelo S-MN.....</i>	<i>77</i>
<i>Tabla 5-1. Localización de los sensores en la estructura.</i>	<i>84</i>
<i>Tabla 5-2. Tipos y frecuencias de trenes comerciales en la vía Segovia-Valladolid.</i>	<i>90</i>
<i>Tabla 6-1: Propiedades de los elementos de la superestructura</i>	<i>100</i>
<i>Tabla 6-2: Valores base de las propiedades del modelo de emisión.....</i>	<i>101</i>
<i>Tabla 6-3: Valores base de las propiedades de la losa equivalente.....</i>	<i>102</i>
<i>Tabla 6-4: Valores base de las propiedades de los hastiales.</i>	<i>102</i>
<i>Tabla 6-5: Trenes tipo y velocidades base.....</i>	<i>102</i>
<i>Tabla 6-6: Trenes tipo y velocidades: Evaluación de parámetros</i>	<i>111</i>
<i>Tabla 6-7: Valores de referencia de rigidez del balasto, sub-balasto y plataforma.</i>	<i>118</i>
<i>Tabla 6-8: Valores de referencia del amortiguamiento del balasto, sub-balasto y plataforma</i>	<i>120</i>
<i>Tabla 6-9: Modulo de reacción según el tipo de suelo.....</i>	<i>127</i>
<i>Tabla 6-10: Resumen influencia de parámetros sobre la respuesta de la losa.</i>	<i>134</i>
<i>Tabla 6-11: Resumen influencia de parámetros sobre la respuesta del hastial.</i>	<i>135</i>
<i>Tabla 7-1: Valores nominales y ajustados del modelo de emisión</i>	<i>150</i>
<i>Tabla 7-2: Rugosidad de referencia según el tipo de tren.</i>	<i>150</i>
<i>Tabla 7-3: Valores nominales y ajustados de la estructura.</i>	<i>151</i>
<i>Tabla 7-4: Frecuencias propias: modelo S-MN ajustado.</i>	<i>152</i>

RESUMEN

En esta tesis se plantea un modelo numérico tridimensional simplificado para el análisis dinámico de estructuras semienterradas de pasos inferiores en líneas del ferrocarril de alta velocidad. Este tipo de estructuras no ha sido estudiado con la misma intensidad que otras de mayor envergadura debido, principalmente, a sus bajos costes de construcción y al gran número de variables envueltas en el problema. Por ejemplo, sobre el comportamiento de la estructura influyen: el terreno circundante, las condiciones de las vías, las características de los trenes que circulan, entre otras.

Los métodos empleados en la actualidad para el análisis dinámico de pasos inferiores requieren, por lo general, mucha potencia de cálculo y poseen la limitante de simplificar el problema tridimensional a uno bidimensional. Para el estudio tridimensional se suelen emplear elementos finitos y/o métodos de elementos de contorno, los cuales incrementan significativamente el número de grados de libertad del problema, y por tanto los tiempos de cálculo. Por otra parte, los métodos bidimensionales no ofrecen una visión realista de todo el conjunto, pues solo permiten evaluar secciones de un problema claramente tridimensional.

El método propuesto se compone de dos partes: el modelo de carga, y la estructura. El modelo de carga es el encargado de representar las solicitaciones dinámicas provocadas por la circulación de los trenes sobre la vía y transmitir la carga a la estructura, y el modelo de la estructura recibe las cargas dinámicas para el cálculo de la respuesta.

El modelo de carga está constituido por los trenes, las vías y el contacto entre ambos. Los trenes son caracterizados mediante masas no suspendidas, cargas y distribución de las ruedas. Por otra parte, las vías se modelan considerando los carriles, almohadillas de sujeción, traviesas, y el balasto sobre el terreno y la estructura. El análisis del modelo de carga se realiza en el dominio del tiempo, haciendo circular el tren sobre los carriles para determinar las fuerzas del balasto que se transmitirían a la estructura.

El modelo de la estructura está conformado por dos partes: una losa modelada con funciones de forma de Rayleigh-Ritz y la teoría de placas de Kirchhoff, y los hastiales que son considerado como elementos verticales apoyados lateralmente sobre un medio viscoelástico que representa el terreno adyacente a la estructura. La unión entre la losa y los hastiales se realiza por medio del aporte a la losa de rigidez en los extremos, y el cálculo de la respuesta en los hastiales se realiza a partir de la compatibilidad de giros en

la unión entre la losa y el hastial. El cálculo dinámico de la estructura se realiza en el dominio de la frecuencia a partir de las cargas transmitidas por el balasto, lo que permite obtener el cálculo de la respuesta dinámica prácticamente de manera instantánea.

El modelo de la estructura ha sido calibrado con datos experimentales de aceleraciones obtenidos en un marco rectangular de la línea de alta velocidad entre Segovia y Valladolid, y el ajuste de las propiedades del modelo se realizó tomando en consideración las características de los materiales usualmente presentes en pasos inferiores.

El método de cálculo propuesto es un modelo simplificado, tal que, aunque no existe acoplamiento entre el modelo de carga y el modelo estructural, ofrece una gran flexibilidad y versatilidad, ya que permite emplear diferentes tipos de modelos de carga, además de ofrecer la posibilidad de tener catálogos de cargas con diferentes propiedades, y evaluar de forma rápida la respuesta de la estructura antes diferentes solicitaciones.

ABSTRACT

This thesis proposes a simplified three-dimensional numerical model for the dynamic analysis of culvert-type structures in high-speed railway lines. These kinds of structures have not been studied with the same effort as bridges, mainly because of the low construction costs and the large number of variables involved in the problem compared to bigger structures. For example, the properties of the tracks, the characteristics of the different types of trains, the properties of the structure, etcetera, influence the behavior of the structure.

In this thesis, a simple and fast 3D method is proposed, which is capable to estimate the dynamic behavior of the structure subjected to dynamic loads induced by high speed trains under normal operating conditions. The proposed method is based on a sub-structuring approach that consists of two parts: the loading model and the structure.

The loading model comprises the trains, rails, rail-pads, and ballast. Contact loads on the ballast are calculated with a transient analysis, and later applied to the structure; these loads depend on train types, track properties and train-track contact.

The model of the structure consists of two parts: a slab model based on the Kirchhoff theory and the Rayleigh-Ritz method; and the sidewalls, that are considered vertical elements supported laterally on a viscoelastic medium. The connection between the slab and the sidewalls is made by the contribution of stiffness from the vertical elements to the slab, and compatibility of the rotations in the wall-slab interface. The analysis of the structure is made in the frequency domain, that allows to get the response of the structure in a short period of time.

The model was calibrated to experimental data obtained in a culvert structure, in the high-speed railway line between Segovia and Valladolid. The model was fitted considering the properties of the materials usually present in these structures.

The proposed method is a simplified model that, although there is no coupling between the load model and the structural model, offers a great flexibility and versatility, since it allows to use different types of load models. In addition, it is possible to have many load cases with different properties and evaluate only the response of the structure.

PARTE I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Capítulo 1. Introducción

En el presente capítulo se explica el ámbito en el cual se ha desarrollado esta tesis. El punto de inicio es el contexto histórico en que surge el ferrocarril y la alta velocidad en España, siguiendo con los objetivos que persigue este trabajo, así como la metodología empleada en su organización. Por último, se dedica una sección al estado del arte en el análisis de pasos inferiores en las líneas de alta velocidad.

1.1. Contexto histórico, la alta velocidad en España y los pasos inferiores

Las siguientes secciones introducen el contexto histórico del ferrocarril, los pasos inferiores y estudios relativos a estructuras en líneas ferroviarias. Más adelante se tratan los pasos inferiores en la alta velocidad española, y un estudio de una línea de alta velocidad en España, como punto de partida de esta tesis.

1.1.1. Historia del ferrocarril: Origen, evolución y estudio

La historia del transporte sobre carriles se puede seguir desde el siglo VI a. de C. cuando se empleaban plataformas sobre rieles o carriles para el transporte de mercancías. Los rieles evitaban que los vagones o plataformas se desviaran de la ruta prevista mientras estos eran tirados por esclavos y animales. Tras la alta edad media el transporte sobre rieles de madera comienza a tener notoriedad en la Europa del siglo XIV, el registro más antiguo que se tiene está en un vitral en la catedral de Friburgo de Brisgovia. Más tarde en el siglo XVI aparece un funicular en el castillo de Hohensalzburg (Austria) que se accionaba mediante cuerdas, y desde entonces las líneas de vías estrechas comenzaron a generalizarse en el trabajo de las minas. La revolución industrial es el primer impulsor del ferrocarril, pues con la invención del hierro forjado se introducen de manera eficiente los carriles metálicos y más tarde su desarrollo se amplía con la introducción de la locomotora de vapor y los carriles de acero (siglo XIX), convirtiéndose estos últimos en el estándar para las vías. En 1825 se fabrica la primera locomotora de vapor empleada en el transporte público, mientras que cinco años más tarde se construye la primera línea de ferrocarril interurbano entre las ciudades de Liverpool y Manchester. Para 1879 en Berlín se construye la primera línea eléctrica de trenes abierta al público dos años más tarde, mientras que para finales de siglo ya se introducían las locomotoras

diésel. En 1964 se pone en servicio en Japón la primera línea de alta velocidad entre las ciudades de Tokio y Osaka, con velocidades de 210 km/h, aunque para 1903 en Berlín se había alcanzado con una locomotora eléctrica tal velocidad. De cualquier manera, no es hasta 1964 cuando se pone en explotación la primera línea comercial propiamente de alta velocidad. Para 1983 se crea la primera línea de alta velocidad en Europa conectando las ciudades París y Lyon con una velocidad de circulación de 260 km/h, mientras que en España en 1992 se pone en marcha la alta velocidad con la inauguración de la línea Madrid-Sevilla, alcanzándose en 1994 la velocidad en explotación comercial a 300 km/h.

Poco se habla del desarrollo de las infraestructuras que se han llevado a cabo con el avance de los ferrocarriles. En el trazado geométrico de líneas de ferrocarril se requiere de la elección de rutas adecuadas para la proyección de las vías, con requisitos que en la mayoría de los casos han venido impuestos por el material rodante. Limitaciones como la pendiente, extensión del recorrido y disponibilidad económica, son fundamentales en la proyección del trazado, así como las irregularidades sobre el terreno que han de salvarse. Debido a las irregularidades y obstáculos que se presentan en el trazado de las vías, se hace necesario el empleo de estructuras como puentes, pasos inferiores, entre otros.

Los primeros estudios en el ámbito de estructuras para salvar irregularidades del terreno fueron llevados a cabo por (Willis, 1984) y (Stokes, 1867) con los primeros informes sobre la aplicación del hierro en las líneas de ferrocarril, así como la discusión de métodos relacionados con el comportamiento de puentes de ferrocarriles. A inicios del siglo XX (Kryloff, 1905) y (Timoshenko, 1911) plantean la solución de cargas móviles sobre una viga, siendo el punto de partida de la consideración del comportamiento de cargas dinámicas en vías. Más tarde, (Hillerborg, 1951) estudió la influencia de las cargas móviles sobre una viga, (Biggs, 1964) realizó estudios en el ámbito de la dinámica estructural, (Fryba, 1972) estudió de manera más detallada la vibración de estructuras sometidas a cargas móviles, mientras que ya para 1990 (Klasztorny, y otros, 1990) ofrecen estudios más detallados de la respuesta dinámica de vigas sometidas a cargas móviles. (Museros, y otros, 2002) estudian la sensibilidad que poseen los puentes cortos y pasos inferiores a las aceleraciones, por lo que en su diseño se toma esto en cuenta para aprovechar el amortiguamiento que proporciona el terreno adyacente a la estructura.

Dado que los ferrocarriles forman parte de las infraestructuras denominadas “*Líneas de vida*”, los pasos inferiores toman vital importancia y su funcionamiento es crucial, aunque estos no han sido estudiados con la misma relevancia que estructuras de mayores magnitudes, como son los puentes. La poca realización de estudios se asocia

principalmente a sus inferiores costes de construcción, así como también al número de variables que han de considerarse en su estudio. Por ejemplo, las cargas móviles inducidas por los trenes dependen del tipo de material rodante, configuración, velocidad, calidad de la superficie de rodadura, etcétera; mientras que la vía es una combinación de elementos tales como el balasto, traviesas, carriles, plataformas, fijaciones, entre otros. Además, existe un conjunto de interacciones entre la vía, la estructura y el terreno, cuyo análisis es complejo. Varios autores han intentado abordar el estudio de pasos inferiores siguiendo diferentes enfoques, los cuales son expuestos más adelante en el capítulo 2.

1.1.2. Pasos inferiores en la alta velocidad española

Los pasos inferiores forman parte fundamental de las líneas de alta velocidad, por lo que entre 2009 y 2014 la Dirección General de Ferrocarriles (dependiente del Ministerio de Fomento) llevó a cabo un estudio acerca del comportamiento dinámico de estructuras “de pequeña luz” situadas bajo las vías del ferrocarril (Dirección General de Ferrocarriles, 2014). Este proyecto de investigación fue realizado por el Centro de Modelado en Ingeniería Mecánica (CEMIM), constituyendo hasta la fecha uno de los trabajos más completos acerca de las estructuras semienterradas en líneas del ferrocarril en España.

El proyecto de investigación realizado por el CEMIM se enfoca en tres partes: primero, la identificación de la tipología estructural y características geométricas en las líneas de ferrocarril existentes; segundo, la realización de una campaña de auscultación; y tercero, el análisis y planteamiento de distintos modelos de cálculo que se calibraron de acuerdo con los resultados de la campaña de auscultación. Los modelos de cálculo fueron realizados para la obtención de fórmulas simplificadas para el cálculo de los coeficientes de impacto y aceleración, con el objetivo de servir como referencia y complemento a la normativa estatal.

En aproximadamente 91 km de línea de ferrocarril se contabilizaron 131 estructuras organizadas en las siguientes tipologías:

- 109 marcos rectangulares
- 5 pórticos de bóveda
- 7 pórticos rectangulares
- 10 tubos

El número de estructuras presentadas según su tipología da idea de la importancia relativa de los pasos inferiores en el proyecto de una línea de nueva construcción.

Fig. 1-1: Tipología de estructuras semienterradas en la línea Segovia-Valladolid (Dirección General de Ferrocarriles, 2014).

En la fig. 1-1 se muestran los diferentes tipos de estructuras semienterradas en la línea de alta velocidad Segovia-Valladolid, en la parte superior de izquierda a derecha se observan un marco rectangular y un marco de pórtico de bóveda, en la parte inferior se muestran un pórtico rectangular y un tubo de hormigón. Es posible observar la diferencia en la altura de las monteras entre el paso inferior de marco y el pórtico rectangular.

De las estructuras presentes en la línea del ferrocarril, los marcos rectangulares corresponden a la principal tipología de pasos inferiores, por lo que se analiza su disposición a lo largo de la vía.

Fig. 1-2: Histograma de marcos rectangulares en función del ancho (Dirección General de Ferrocarriles, 2014).

En la fig. 1-2 se recoge el histograma de marcos rectangulares representando el ancho de la estructura, y el número de veces que se presenta en la línea Segovia-Valladolid. Se puede observar que los marcos de 3.00 m de ancho son los más comunes con casi 50 casos, seguidos de los marcos de 8.00 m con 23 casos, y en tercer lugar los de 2.00 m de ancho con 20 casos. El resto no presenta gran frecuencia siendo en todos los anchos inferiores o igual a 6 casos.

1.2. Objetivos de la tesis

La presente tesis tiene como objetivo fundamental el planteamiento de un modelo simplificado para el estudio del comportamiento dinámico de pasos inferiores en la línea de trenes de alta velocidad, y que permita:

- La caracterización dinámica de los trenes.
- La caracterización dinámica de la estructura.
- La simplificación del problema de interacción terreno-estructura.
- La reducción del tiempo de cálculo comparado con el actual estado del arte.
- La comparación del modelo numéricos con datos experimentales.
- La comparación de resultados del modelo numérico con los valores de la normativa.

Entre todos los objetivos citados anteriormente, el más relevante a los fines de este trabajo es la reducción de los tiempos de cálculo del problema dinámico, por medio de la implementación de modelos simplificados, que permitan ser utilizados dentro de cualquier oficina de cálculo mediante el empleo de software libre para su programación.

La simplificación del método de análisis se consigue haciendo uso de un sistema de subestructuras, lo que añade flexibilidad a la hora de caracterizar los trenes y analizar la estructura.

1.3. Organización de la tesis

La metodología seguida en el estudio de pasos inferiores en la línea de alta velocidad y la propuesta de un modelo numérico para el cálculo dinámico ha dado lugar a la siguiente organización:

1.3.1. Parte I – Planteamiento del problema

En esta parte se presenta la problemática que da origen a esta tesis, se describen los objetivos y la metodología del trabajo y se detalla el estado del arte, desarrollado en los siguientes capítulos:

Capítulo 1. Introducción

En este capítulo se realiza la introducción a partir del contexto histórico del ferrocarril, origen y evolución, así como el desarrollo en el tiempo, de los estudios más importantes relativos al análisis de estructuras en líneas de ferrocarril hasta llegar a los pasos inferiores. También se plantea la importancia de los pasos inferiores y estructuras semienterradas en las líneas de alta velocidad española. Por último, se proponen los objetivos del desarrollo de esta tesis.

Capítulo 2. Estado del arte

En este capítulo se presenta el estado del arte dividido en tres partes: modelos de emisión, modelos de cálculo de la estructura, y consideraciones complementarias. En el primer apartado se tratan los modelos de carga con consideraciones constantes y dinámicas, y los modelos de vía tomando en cuenta la irregularidad de la superficie del carril y el contacto rueda-carril. En el segundo apartado se plantean los métodos utilizados para los análisis de estructuras, abarcados en dos grupos de acuerdo con las dimensiones de análisis: bidimensionales y tridimensionales. Por último, se presentan consideraciones complementarias para el diseño geométrico de estructuras semienterradas en líneas de ferrocarril.

1.3.2. Parte II – Modelos numéricos: Planteamiento y análisis

En esta parte se plantean los modelos numéricos para el desarrollo del método simplificado de análisis dinámico en pasos inferiores, para ellos se realiza el análisis de los modelos, convergencias y comparaciones, organizados en los siguientes capítulos:

Capítulo 3. Modelo estructural

Este capítulo comprende el desarrollo de los modelos planteados para el análisis dinámico de pasos inferiores, describiendo en primer lugar el modelo de la losa, seguido

del modelo del hastial, el modelo de carga o emisión, y por último el procedimiento de cálculo o integración de la emisión, losa y hastial.

Capítulo 4. Análisis de modelos: Comparación y convergencia

En el capítulo 4 se plantea el análisis de los modelos, iniciando con la validación de los modelos propuestos, primero comparando la losa y los hastiales, y luego la estructura completa. Por último, se procede al análisis de convergencia de los parámetros de la estructura y el modelo de emisión.

1.3.3. Parte III – Ensayos, ajustes del modelo y comparación de resultados

Una vez son validados los modelos para el análisis de la estructura, en la última parte, se describen la estructura seleccionada, los ensayos realizados y el ajuste del modelo numérico para la posterior comparación de los resultados. Esta parte se organiza en los siguientes capítulos:

Capítulo 5. Estructura, ensayos e instrumentación

En el capítulo 5 se presenta y describe la estructura ensayada, la instrumentación empleada en la captura y tratamiento de datos, y se muestran resultados iniciales de la campaña de medida.

Capítulo 6. Evaluación de los parámetros del modelo numérico

En este capítulo se trata la calibración del modelo numérico para evaluar su comportamiento. Se inicia con la caracterización de los trenes y la estructura, siguiendo con la valoración de la influencia de cada uno de los parámetros que influyen en la emisión y la estructura.

Capítulo 7. Ajuste del modelo numérico

El capítulo 7 corresponde al ajuste del modelo numérico y su comparación con datos experimentales. En principio se muestran los resultados obtenidos durante el trabajo de campo, que luego son comparados con los resultados del modelo utilizando parámetros nominales. Por último, se muestran los valores ajustados de los parámetros del modelo propuesto.

Capítulo 8. Conclusiones y desarrollos futuros

En este capítulo se resumen las principales conclusiones que se pueden extraer de la tesis y se proponen posibles líneas de investigaciones futuras.

Capítulo 2. Estado del arte

El estudio más completo encontrado acerca de los efectos dinámicos inducidos por ferrocarriles fue el realizado por (Kouroussis, y otros, 2014) y titulado *“Railway-induced ground vibrations – a review of vehicle effects”*, en el cual se hace una revisión de los efectos y características de los vehículos y su influencia en la transmisión de vibraciones al suelo en los ferrocarriles. En dicho estudio se analizan diferentes tipos de trenes y se investiga la propagación de las vibraciones, además se introducen modelos de propagación del suelo y de la vía.

	Carga por eje constante	Carga por eje aleatoria	Modelo detallado
Modelo de vehículo →
Modelo del suelo ↓	Krylov [17,18] Kaynia et al. [19] Sheng et al. [5,20] Degrande and Lombaert [21] Karlström [22] Takemiya and Bian [23] Maldonado et al. [24]	Lu et al. [25] Sheng et al. [26] Lombaert et al. [27]	Datoussaïd et al. [28] Sheng et al. [29] Lai et al. [30] Auersch [31] Xia et al. [32] Lombaert et al. [33]
Solución analítica			
2D FEM	Paolucci et al. [34] Wang et al. [35] Fujii et al. [36] Yang et al. [37] Vogiatzis [38] Çelebi and Kirtel [39]	Yang et al. [40] Pakbaz et al. [41]	
3D FEM	Hall [42] Powrie et al. [43] Anastasopoulos et al. [44] Stupazzini and Paolucci [45]		Gardien and Stuit [46] Ju [47] Zhai et al. [48] Banimahd et al. [49] Wang et al. [50] Kouroussis et al. [8,51] Connolly et al. [52,53] El Kacimi et al. [54] Galvín et al. [9] Costa et al. [7]
2.5D BEM y/o FEM	Sheng et al. [55] Yang et al. [40] François et al. [56] Costa et al. [57] Gao et al. [58]		
3D BEM	O'Brien and Rizos [59] Andersen and Jones [60] Auersch [61] Chebli et al. [62] Galvín and Domínguez [6]		Galvín et al. [63] Romero et al. [64]
Otros enfoques	PiP FDM Thornely-Taylor [65] Hussein and Hunt [66] Jones and Hunt [67]		

Fig. 2-1: Clasificación de los modelos de vibraciones inducidas al terreno por ferrocarriles (Kouroussis, y otros, 2014).

La fig. 2-1 es extraída de la referencia (Kouroussis, y otros, 2014) y se muestra con fines ilustrativos para señalar el estado del arte en cuanto a los modelos de transmisión de vibraciones al suelo inducidas por ferrocarriles. Nótese que los estudios se clasifican en una tabla de doble entrada basada en modelos de vehículos y modelos del suelo.

Los modelos del vehículo (en esta tesis denominados modelos de emisión) consideran que las cargas transmitidas por el tren son cargas móviles y son agrupados en tres grandes grupos: carga por eje constante, carga por eje aleatoria, y modelos más detallados con interacción dinámica del vehículo.

Las cargas constantes consideran únicamente el peso transmitido por cada eje, los cuales se mueven a lo largo de la vía; la carga aleatoria por eje considera aparte del peso transmitido, componentes aleatorias para caracterizar la superficie de los carriles y el contacto con las ruedas; y por último, los modelos detallados en los que se consideran los componentes dinámicos más importantes de los vehículos.

Los modelos de transmisión por el terreno se dividen en: soluciones analíticas (como la consideración del suelo como un semi-espacio), métodos bidimensionales de elementos finitos, métodos tridimensionales de elementos finitos, métodos 2.5 D con elementos de contorno o elementos finitos, y métodos tridimensionales utilizando elementos de contorno.

Las referencias de cada uno de los modelos presentados en la fig. 2-1 se encuentran contenidos en el mismo artículo citado en la figura, (Kouroussis, y otros, 2014). Los modelos de vehículos planteados en el estudio son de aplicación a los pasos inferiores y serán detallados a continuación, mientras que los modelos del suelo están pensados para analizar la transmisión de vibraciones al exterior, y aun siendo de referencia y de gran interés, no se centran en el objetivo de la presente tesis que plantea el estudio de las vibraciones sobre la propia estructura. En consecuencia, el análisis del estado del arte en este sentido se complementa en función de los modelos utilizados en el estudio de pasos inferiores.

En el análisis siguiente, se distinguen dos partes. Por un lado, todo lo relativo a las cargas dinámicas inducidas por trenes (modelos de emisión), y por el otro, el comportamiento de la estructura (modelos de cálculo de la estructura), estos últimos clasificados en función de las dimensiones del análisis (modelos bidimensionales y modelos tridimensionales).

2.1. Modelos de emisión

En esta sección se plantea el estado del arte en cuanto a los modelos de carga y sus diferentes enfoques, así como también los diferentes modelos de trenes y vías que se consideran para el análisis dinámico de estructuras.

2.1.1. Modelos de carga

Los modelos de carga se pueden dividir en dos grandes grupos: modelos de cargas constantes y modelos de cargas dinámicas.

Los modelos de cargas constantes corresponden a cargas verticales que se mantienen invariables para cada eje, mientras que en los modelos dinámicos se considera de manera parcial o total la dinámica de los elementos sobre la vía.

2.1.1.1. Modelos de cargas constantes

El modelo más simple para el estudio de cargas ferroviarias se corresponde a una carga puntual (Kryloff, 1905). En la práctica se utilizan trenes de cargas que representan diferentes tipos de material rodante, y los efectos dinámicos se consideran por medio de la aplicación de coeficientes de impacto y/o irregularidad. Estos modelos son de alcance limitado, aunque tienen aplicaciones válidas para fines de diseño y estimación de las solicitaciones sobre la estructura.

El Eurocódigo EN 1991-2, 2002 (Cargas de tráfico en puentes) define los siguientes modelos para la caracterización de las cargas verticales

- Modelo 71 y SW/0, para representar el tráfico normal de trenes.
- Modelo SW/2, representa trenes de cargas pesadas.
- Modelo HSLM, para representar las cargas de trenes de pasajeros con velocidades superiores a los 200 km/h.
- Modelo de tren sin carga, representando los efectos de un tren que no lleva carga y con valores de una carga vertical uniformemente distribuida con valor de 10 kN/m.

El modelo 71 está definido dentro de la norma española en la *Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)* (Secretaría de Estado de Infraestructura del Transporte, 2007) como UIC71 y se presenta a continuación.

Fig. 2-2: Tren de cargas verticales UIC71 o Modelo 71, (Secretaría de Estado de Infraestructura del Transporte, 2007).

Los modelos SW/0 y SW/2 representan los efectos estáticos de las cargas verticales debido a tráfico normal sobre vigas continuas y tráfico pesado respectivamente, y consisten en dos grupos de cargas distribuidas de longitudes, separación y magnitud establecidas según sea SW/0 y SW/2.

Fig. 2-3: Tren de cargas verticales SW/0 y SW/2 (EN 1991-2: 2002, 2002).

El modelo de tren HSLM comprende dos diferentes tipos de *Trenes Universales* con longitudes de coches variable, HSLM-A y HSLM-B. Las cargas, posición, y distribución del tren HSLM-A varían en función del tipo de tren seleccionado y definido en el Eurocódigo (EN 1991-2: 2002, 2002), del cual depende también el número de coches intermedios. El tren HSLM-B comprende un número de cargas puntuales con fuerzas de 170 kN espaciadas uniformemente, en donde el número de cargas y la separación varían en función de la longitud del vano de la estructura a analizar.

La valoración dinámica de las cargas inducidas por los modelos de cargas constantes que podrían afectar a las estructuras se realiza con la aplicación de *factores o coeficientes dinámicos o de impacto*; y se definen como la relación entre la máxima sollicitación dinámica sobre la estructura y la sollicitación estática debido al tren localizado en la posición más desfavorable.

$$\Phi = \frac{\max S_{\text{Dyn}}}{S_{\text{Est}}} \quad (2.1)$$

El coeficiente dinámico Φ se toma en función de la calidad y el mantenimiento de la vía y la longitud del vano, y no toma en consideración los efectos de resonancia ocasionados por trenes de alta velocidad.

La monografía “*Documentos complementarios no contradictorios para la aplicación de los Eurocódigos para el cálculo de puentes de Ferrocarril*” (Dirección General de Ferrocarriles, 2014) plantea un coeficiente de impacto envolvente aplicable a los marcos rectangulares (con solera) bajo terraplén y que cumplan las condiciones que se plantean en la fig. 2-4, como función de la longitud del vano, el grado de mantenimiento de la estructura, y para velocidades inferiores a 350 km/h. También proporciona algunas fórmulas analíticas ajustadas para el cálculo del coeficiente de impacto.

Criterio	Valor
Luz interior del marco	$2 \text{ m} \leq L_{\phi} \leq 12 \text{ m}$
Razón canto dintel-luz interior del marco • $2 \text{ m} \leq L_{\phi} < 4 \text{ m}$ • $4 \text{ m} < L_{\phi} \leq 12 \text{ m}$	$0,1 \leq t/L_{\phi} \leq 0,14$ $0,06 \leq t/L_{\phi} \leq 0,09$
Distancia promedio entre el plano superior del dintel y la cota inferior de la capa de balasto	$O \geq 0,5 \text{ m}$
Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales en el terreno de cimentación	$c_s \geq 150$

Fig. 2-4: Ámbito de aplicación del coeficiente de impacto (Dirección General de Ferrocarriles, 2014).

Por otra parte, la IAPF (Secretaría de Estado de Infraestructura del Transporte, 2007) plantea un cálculo estático con coeficiente de impacto para los marcos, y bajo los criterios que se muestran en la fig. 2-5, a partir de la consideración de que en los marcos bajo terraplén no se producen fenómenos de resonancia debido al paso de los trenes, ya que estos aprovechan el amortiguamiento generado por la pérdida de energía transmitida al terreno, reduciéndose la aceleración vertical máxima.

CRITERIO	VALOR
Luz interior del marco	$5\text{m} \leq L_{\phi} \leq 12\text{m}$
Altura interior del marco	$4,5\text{m} \leq h \leq 5,5\text{m}$
Ancho de la plataforma ferroviaria (a la cota inferior del balasto)	$10\text{m} \leq b \leq 14\text{m}$
Cantos del dintel, hastiales y solera	$e_i \geq 0,8\text{m}$
Pendiente del talud del terraplén	$H/V \leq 5/3$
Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales	Cimentación (90 – 250) m/s
	Terraplén (135 – 165) m/s

Fig. 2-5: Ámbito de aplicación del coeficiente de impacto según la IAPF-07 (Secretaría de Estado de Infraestructura del Transporte, 2007).

La aplicación del método planteado en la normativa IAPF-07 para el cálculo del coeficiente de impacto es válido para cualquier rango de velocidades y abarca la envolvente de trenes reales de alta velocidad en España.

Fig. 2-6: Geometría del marco bajo el terraplén según la IAPF-07 (Secretaría de Estado de Infraestructura del Transporte, 2007)

El coeficiente de impacto también puede obtenerse con expresiones analíticas, por ejemplo, la referencia (Dirección General de Ferrocarriles, 2014) plantea una fórmula en la que se obtiene dicho valor como función del periodo fundamental de vibración de la estructura, la velocidad de paso del tren, la luz del vano del marco, la montera y la inercia equivalente de la sección.

2.1.1.2. Modelos de cargas dinámicas

En los modelos de cargas dinámicas influye la suspensión del tren y la inercia de las masas suspendidas y no suspendidas de los trenes, teniendo así cierta interacción entre los elementos del carruaje y la vía. Los modelos se pueden clasificar en dos grupos: simplificados y completos.

Los modelos simplificados representan la interacción de cada eje del tren de manera independiente, ya sea por medio de una masa suspendida unida por la suspensión primaria a otra masa no suspendida que es soportada por los carriles, o directamente la masa suspendida conectada a los carriles a través de la suspensión primaria. La fig. 2-7 muestra el esquema de dos modelos simplificados de interacción vehículo-estructura.

Fig. 2-7: Modelos simplificados de interacción vehículo-estructura (Secretaría de Estado de Infraestructura del Transporte, 2007).

En los modelos completos (o sistemas *multi-cuerpos*) los *bogíes* y los coches se consideran como partes rígidas unidas por medio de suspensiones secundarias (*bogie-coche*) y primarias (*bogie-masa no suspendida*). La fig. 2-8 muestra el esquema de un modelo completo de un tren articulado (a), y los *bogíes* desacoplados (b).

Fig. 2-8: a) Modelo completo de un tren articulado. b) *Bogíes* desacoplados (Romero, y otros, 2013).

2.1.2. Modelos de vía e irregularidad

Los modelos de vía suelen ser representados a partir de los componentes presentes *in situ* (i.e. carriles, traviesas, balasto, fijaciones, plataforma), donde el componente más característico que usualmente presentan los diferentes autores corresponde a la irregularidad de la vía o al perfil de irregularidad de los carriles.

Las irregularidades de los carriles se definen por medio de fases aleatorias (entre $-\pi$ y π) basadas, generalmente, en una forma estadística de una densidad espectral en función de la frecuencia espacial o de la longitud de onda.

Existen diferentes métodos propuestos para el cálculo de la densidad espectral que define la irregularidad (Kouroussis, y otros, 2014), los cuales, clasifican la vía en función de la calidad de la superficie de rodadura. Algunos modelos son: “*Deutsche Bahn (DB)*”, “*Association of American Railroads (AAR)*” y “*Andersson’s characterization*”.

Para la realización de simulaciones en el dominio del tiempo, la densidad espectral de la irregularidad es convertida desde el dominio de la frecuencia haciendo uso de una formulación de series de Fourier.

Fig. 2-9: Densidades espectrales de modelos de irregularidad del carril (Kouroussis, y otros, 2014).

La fig. 2-9 muestra con fines ilustrativos la representación de diferentes densidades espectrales correspondientes a diferentes perfiles de irregularidad y modelos utilizados para el cálculo de la irregularidad de la vía.

2.2. Modelos de cálculo de la estructura

Los modelos para el análisis de estructuras los podemos dividir a partir de las dimensiones de análisis en dos grandes grupos: bidimensionales y tridimensionales, los cuales se detallan a continuación.

2.2.1. Modelos bidimensionales (2D)

El modelo más simple de un paso inferior que se puede representar es el de una viga paralela a las vías del tren. En un estudio (Goicolea, y otros, 2002) plantean un modelo de cálculo considerando una viga isostática que representa la envolvente dinámica de los desplazamientos y aceleraciones de pórticos y marcos.

Fig. 2-10: Idealización estructural como pórtico y viga (Goicolea, y otros, 2002).

La primera consideración que hacen es la idealización de los marcos como pórticos planos empotrados en los apoyos, tal como se muestra en la fig. 2-10, justificándolo con la escasa energía de deformación que absorben los hastiales durante el paso de los trenes. El dintel se considera como una viga isostática con propiedades que la condicionen a frecuencias de vibración intermedias entre los casos de la viga bi-apoyada o bi-empotrada.

Otros modelos 2D empleados para el análisis de pasos inferiores hacen uso, principalmente, de los Elementos Finitos (FE). Su aplicación para reducir la complejidad tridimensional disminuye significativamente el número de grados de libertad del problema, y por tanto, los tiempos de cálculo.

Un ejemplo de esta aplicación puede encontrarse en el estudio realizado por (Mellat, y otros, 2014), en donde analizan la respuesta dinámica de un paso inferior semienterrado de acero, sobre el cual circulan trenes en una vía de alta velocidad. El modelo realizado presenta 17 000 grados de libertad, lo que es poco significativo comparado con un modelo tridimensional de elementos sólidos.

Un estudio diferente fue presentado en 2012 por (Vega, y otros, 2012), en donde se estudia el comportamiento dinámico de pasos inferiores, representando con un modelo 2D de elementos finitos el tramo de estructura sometida a mayor demanda, es decir, la

2.2. Modelos de cálculo de la estructura

zona justo debajo de la vía por la que circula el tren. El modelo contenía aproximadamente 90 000 grados de libertad, y su representación gráfica es presentada en la fig. 2-11.

Fig. 2-11: Modelo 2D de elementos finitos (Vega, y otros, 2012).

Los modelos señalados anteriormente presentan el inconveniente de que el análisis de la estructura solo puede llevarse a cabo en ciertas áreas focalizadas, sin poder estudiar un comportamiento más general de la estructura. Por otra parte, las cargas de los trenes que circulan deben ser escaladas para que simulen las solicitaciones reales de las áreas modeladas. En resumen, los modelos simplificados bidimensionales se pueden interpretar como aproximaciones a situaciones estandarizadas que no reflejan el comportamiento real de una estructura tridimensional, con diferentes niveles de solicitaciones en toda su extensión, por lo que una solución más detallada de la estructura debe abordar el problema tridimensional.

2.2.2. Modelos tridimensionales

Los modelos tridimensionales simulan el comportamiento de la estructura de manera integral, además suelen considerar el suelo circundante y su interacción con la estructura (interacción suelo-estructura). El modelado de la estructura se realiza mayormente por medio de la implementación de Elementos Finitos (FE) sólidos o elementos planos (placas). La fig. 2-12 muestra la configuración general de un modelo tridimensional de elementos finitos sólidos en donde se modela la estructura, la vía y el terreno circundante.

Fig. 2-12: Modelo tridimensional de elementos finitos sólidos (Zangeneh, y otros, 2018).

En los modelos de sólidos la estructura y el terreno suelen ser considerados con el mismo tipo de elemento, esto presenta el inconveniente de que se incrementa significativamente el número de grados de libertad y el costo computacional del análisis.

Entre los trabajos más recientes con modelos sólidos se encuentra el realizado por (Zangeneh, y otros, 2018), en donde utilizan elementos tetraédricos de diez nodos, con los cuales se obtienen más de 700 000 grados de libertad, arrojando tiempos de cálculo de entre 9 y 15 minutos en ordenadores de altas prestaciones (24 procesadores a 3.4 GHz y 128 GB de RAM), para determinar la respuesta en frecuencia (análisis armónico) entre 15 y 75 Hz con incrementos de 0.25 Hz.

Una variación de los modelos sólidos tridimensionales para reducir el número de grados de libertad se realiza representando el terreno circundante por el método de los elementos de contorno. Un ejemplo de esta aplicación es el trabajo realizado por (Romero, y otros, 2013) en el estudio de la interacción dinámica suelo-estructura en puentes cortos de líneas de ferrocarril de alta velocidad. La fig. 2-12 muestra el esquema de un modelo tridimensional utilizando elementos sólidos para la vía y la estructura, y elementos de contorno para el suelo.

Fig. 2-13: Modelo del suelo como un semi espacio (Romero, y otros, 2013).

El estudio realizado por (Romero, y otros, 2013) considera los trenes como elementos *multi-cuerpos* que se mueven sobre las vías, considera diferentes puntos de contacto con el carril según la posición del tren, y resuelve el sistema no lineal con un análisis transitorio.

El principal inconveniente de la aplicación de métodos de contorno al problema de estructuras semienterradas es la poca disponibilidad de programas comerciales de cálculo para su implementación.

2.3. Consideraciones complementarias

Otro estudio tridimensional para el análisis de marcos rígidos enterrados fue realizado por (Fraile, y otros, 2002), en el cual se estiman los desplazamientos y aceleraciones en el punto central del tablero usando formas modales. Los primeros modos se consideran suponiendo un comportamiento de marco absolutamente rígido, mientras que los siguientes se definen flexibles al marco; estos últimos introducen las interacciones de la estructura y el suelo con los terraplenes, permitiendo tratar por separado el terreno y el marco, tal como se muestra en la fig. 2-14.

Fig. 2-14: Análisis por separado del suelo y la estructura (Fraile, y otros, 2002).

En el modelo planteado por (Fraile, y otros, 2002), el suelo se considera como un semiespacio viscoelástico, y el terraplén como un estrato viscoelástico sobre el semiespacio, y utilizan el método de los elementos de contorno para la resolución del problema. El modelo de la estructura combina las propiedades del marco y el efecto de la interacción del terreno y la estructura, y separa los movimientos del sólido rígido de los relativos de la estructura.

Otro planteamiento que se utiliza para reducir el número de grados de libertad en los problemas tridimensionales es la implementación de modelos planos (placas) de elementos finitos para la estructura, reduciendo así los grados de libertad, pero plantea el inconveniente de los modelos sólidos del terreno o la consideración de simplificaciones para el estudio de la interacción terreno-estructura.

2.3. Consideraciones complementarias

El Administrador de Infraestructuras Ferroviarias en España (ADIF), dicta las “Instrucciones Generales para los proyectos de Plataforma (IGP), 2011” (Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF), 2011), en la que se regulan los criterios y recomendaciones para obras de drenaje (IGP-2.2), geometría y tipología de las

estructuras (IGP-5.1), y la guía de prescripciones ambientales para los proyectos de construcción (IGP-6.1).

La IGP-2.2 fija las dimensiones mínimas de las tipologías de drenaje transversal y define la dimensión mínima del conducto, respectivamente. La instrucción considera que en caso de caudales apreciables y rasante ajustada se coloquen marcos que van desde los 2.50 m x 1.25 m hasta una dimensión máxima de marco de 6.00 m x 6.00 m en cauces incisos bien definidos, o para permitir el paso de vehículos pesados como tractores, y establece que las obras de mayor envergadura se conciben como estructuras de puentes.

En la IGP-5.1 que trata sobre la geometría y tipología de las estructuras, se definen los gálidos a respetar para el uso de pasos inferiores como caminos. El galibo horizontal lo definen como mínimo de 2.00 m más el ancho del vial de la plataforma, siendo este último de 6.00 m mínimo para caminos y 8.00 m para carreteras; donde los anchos de plataforma podrían aumentarse si las condiciones del vial lo requieran. El galibo vertical lo fijan en un mínimo de 5.30 m, aunque podría ser disminuido a 5.00 m bajo causa justificada. Por otra parte, se establece que se debe procurar que la rasante proyectada permita pasar las capas de sub-balasto y de forma sobre los pasos inferiores. En el caso de monteras de tierra sobre la estructura superiores a los 5.00 m, se debe justificar el tipo de solución de sección transversal rectangular frente a los constituidos por bóvedas de hormigón armado.

Por último, la IGP-6.1 fija los criterios para el dimensionamiento de los pasos artificiales de fauna. Las dimensiones se fijan en función de las exigencias por el tamaño de la especie más restrictiva de la zona, tomándose como referencia básica las “Prescripciones Técnicas para el Diseño de Pasos de Fauna y Vallados Perimetrales” del Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino (Parques Nacionales, 2006), en las cuales se establecen medidas mínimas de 2.00 m x 2.00 m (para el cruce de pequeños vertebrados) y máximas recomendadas de 15.00 m x 3.50 m (de ancho y alto para uso mixto).

PARTE II

MODELOS NUMÉRICOS:
PLANTEAMIENTO Y ANÁLISIS

Capítulo 3. Modelo estructural

El modelo numérico que se plantea para el análisis dinámico de pasos inferiores está basado el método de subestructuras. El conjunto se descompone en tres partes: modelo de emisión, losa y hastiales.

Como resultado de la investigación en esta tesis, ha sido publicado un artículo (Báez H., y otros, 2018), en donde se plantea el modelo numérico para el análisis dinámico de pasos inferiores.

La fig. 3-1 muestra la representación estructural y descomposición en subestructuras. El modelo de emisión representa el tren y la vía (i.e. carriles, traviesas, balasto y fijaciones), y se considera como un conjunto independiente que aporta la fuerza transmitida por las traviesas y el balasto a los elementos inferiores. La losa y los hastiales se plantean como modelos inicialmente separados, y se toma en cuenta la interacción entre ambos, debido a la compatibilidad de giro en los extremos (interfaz losa-hastial).

Fig. 3-1: a) Modelo de la estructura. b) Descomposición por elementos.

La interconexión entre la losa y los hastiales se considera en el análisis a través de una impedancia dinámica que aportan los hastiales a la losa. Por otro lado, para el cálculo de la respuesta en los hastiales se establece la compatibilidad de giro en la conexión entre ambos elementos.

En este capítulo se realiza el desarrollo teórico de la losa, los hastiales y el modelo de emisión, y serán presentados en las secciones siguientes de conformidad con este mismo orden.

El desarrollo de la losa se realiza de dos maneras: primero por la teoría de Kirchhoff, siendo esta la formulación que se aplica al modelo propuesto, y segundo, por el método de los elementos finitos empleando la teoría de Mindlin, y cuya implementación se lleva a cabo para comparaciones y validación del modelo. Mas adelante se explica el modelo del hastial y su interacción con la losa, y por último, se describe el modelo de carga (modelo de emisión).

3.1. Modelo de losa

En esta sección se presenta la formulación del modelo de losa para el método simplificado, más adelante se plantea la correspondiente a los elementos finitos, que servirá para la validación de los modelos de losa y estructura.

En primer lugar, se desarrolla la formulación de la losa basada en la teoría de Kirchhoff, seguido de las funciones de forma de Rayleigh-Ritz planteadas para el problema propuesto. Posteriormente, se presenta la formulación de las matrices estructurales, y por último el vector de cargas.

3.1.1. Ecuación de campo de la losa: Teoría de Kirchhoff

La teoría de placas de Kirchhoff fue desarrollada durante la segunda mitad del siglo XIX para su aplicación en placas de espesor pequeño a moderado. Las hipótesis para el desarrollo de la formulación son las siguientes (Szilard, 2004):

- El material que conforma el elemento debe ser elástico, homogéneo, isotrópico y lineal.
- La superficie media de la placa es totalmente plana si no existen tensiones en el elemento, y se mantiene sin tensiones cuando se produce la deformación por flexión.
- El espesor de la losa es pequeño comparado con las dimensiones en superficie.
- Las deformaciones transversales de la placa son pequeñas con relación al espesor.
- Las secciones perpendiculares al plano medio de la superficie permanecen planas y normal a la deformada de la superficie media de la losa, de manera que no se consideran deformaciones transversales por cortante.

Si se parte de un estado general de tensiones en donde u, v y w representan los desplazamientos de cualquier punto $P_i(x, y, z)$, y bajo las hipótesis expresadas anteriormente, se tiene que:

$$\varepsilon_z = 0; \quad \gamma_{xz} = 0; \quad \gamma_{yz} = 0. \quad (3.1)$$

Los desplazamientos para cualquier punto de la placa se definen como:

$$\begin{aligned} u &= -z \theta_x = -z \frac{\partial w}{\partial x}; \\ v &= -z \theta_y = -z \frac{\partial w}{\partial y}; \\ w &= w(x, y). \end{aligned} \quad (3.2)$$

Considerando las relaciones tensión-deformación de la ley de Hooke generalizada, sustituyendo las deformaciones por las correspondientes en la ecuación (3.2) se tiene:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \\ -z \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \\ -2z \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu \sigma_y] \\ \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu \sigma_x] \\ \frac{\tau_{xy}}{G} \end{Bmatrix}. \quad (3.3)$$

Despejando para el estado de tensiones:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = -\frac{Ez}{1-\nu^2} \begin{Bmatrix} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \\ \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \\ (1-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{Bmatrix}, \quad (3.4)$$

que corresponden a las mostradas en la fig. 3-2.

Fig. 3-2: Estado de tensiones en la placa (Szilard, 2004).

Integrando las tensiones a través del espesor del elemento se obtienen los momentos:

$$\begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} z \, dz, \quad (3.5)$$

y los cortantes transversales se obtienen como:

$$\begin{Bmatrix} Q_x \\ Q_y \end{Bmatrix} = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \begin{Bmatrix} \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix} dz. \quad (3.6)$$

Sustituyendo las tensiones por las relaciones de deformación de la ecuación (3.4) para los momentos de la ecuación (3.5) y resolviendo las integrales en la dimensión del espesor:

$$\begin{aligned} M_x &= -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right), \\ M_y &= -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right), \end{aligned} \quad (3.7)$$

$$M_{xy} = M_{yx} = -D \left((1 - \nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right),$$

donde D es la rigidez a flexión de la placa y depende del módulo elástico E , el coeficiente de Poisson ν y el espesor h , definida como:

$$D = \frac{Eh^3}{12(1 - \nu^2)}. \quad (3.8)$$

Fig. 3-3: Equilibrio de fuerzas internas en la placa (Szilard, 2004).

Haciendo sumatoria de fuerzas verticales para el elemento infinitesimal mostrado en la fig. 3-3, y equilibrio de momentos respecto de los ejes x e y :

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = q, \quad (3.9)$$

$$\frac{\partial M_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial M_y}{\partial y} = Q_y, \quad (3.10)$$

$$\frac{\partial M_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial M_x}{\partial x} = Q_x. \quad (3.11)$$

Sustituyendo los cortantes en la ecuación (3.9) por los correspondientes a las ecuaciones (3.10) y (3.11), se tiene:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = q(x, y), \quad (3.12)$$

al sustituir los momentos por los valores correspondientes de la ecuación (3.7) se obtiene la ecuación diferencial que gobierna el movimiento de la placa bajo la teoría de Kirchhoff:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q(x, y)}{D} \quad (3.13)$$

Si se considera el equilibrio dinámico de la placa ante la aplicación de una carga variable en el tiempo, el estado de deformación del plano medio de la placa se expresa mediante la ecuación:

$$D \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) = q(x, y, t) - m(x, y) \frac{\partial^2 w}{\partial t^2}, \quad (3.14)$$

donde m es la y masa por unidad de superficie.

La parte de la izquierda en la ecuación (3.14) corresponde a la formulación clásica del equilibrio de tensiones internas de la placa [ecuación (3.12)], mientras que la parte de la derecha corresponde a la fuerza externa que se aplica sobre el elemento y la contribución de la inercia para el problema dinámico.

3.1.2. Funciones de forma: Método Rayleigh-Ritz

El método de Rayleigh-Ritz es un procedimiento aproximado para el cálculo de las propiedades dinámicas y del campo de desplazamientos de un elemento. Fue desarrollado inicialmente por W. Ritz en 1909 para sistemas con masa y elasticidad distribuida, reduciendo un sistema con infinitos grados de libertad a uno con un número finito de grados de libertad.

El campo de desplazamientos del elemento $w(x, y, t)$ es sustituido por una combinación lineal finita de N funciones de forma (funciones de Ritz) $\psi_n(x, y)$, de manera que

$$w(x, y, t) = \sum_{n=1}^N \psi_n(x, y) \cdot \xi_n(t) = \Psi(x, y) \cdot \xi(t), \quad (3.15)$$

donde $\xi_n(t)$ corresponde a la coordenada generalizada que representa la evolución temporal de la amplitud de la deformación correspondiente a la función $\psi_n(x, y)$.

3.1. Modelo de losa

Para obtener una buena aproximación de la solución del problema, las funciones Ritz elegidas deben ser linealmente independientes, coherentes con las condiciones de contorno del problema y representar una aproximación real de las formas modales y deformadas del elemento.

Si se sustituye la ecuación de los desplazamientos (3.15) en la ecuación de campo de la placa (3.14), se multiplica por las funciones de forma y se integra en el dominio de la placa, se obtiene:

$$\begin{aligned} \int_0^B \int_0^L \Psi^T m \Psi dy dx \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} \\ + \int_0^B \int_0^L \Psi^T D \left(\frac{\partial^4 \Psi}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \Psi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \Psi}{\partial y^4} \right) dy dx \xi \\ = \int_0^B \int_0^L \Psi^T q dy dx. \end{aligned} \quad (3.16)$$

La expresión anterior representa el equilibrio dinámico para N grados de libertad, y que una vez resuelta, permite obtener las coordenadas generalizadas, y por consiguiente, los desplazamientos en la placa. La expresión (3.16) puede ser reescrita como:

$$\mathbf{M} \ddot{\xi}(t) + \mathbf{K} \xi(t) = \mathbf{Q}(t), \quad (3.17)$$

donde $\mathbf{M}$, $\mathbf{K}$ y $\mathbf{Q}$ corresponden a la matriz de masa, rigidez y al vector de cargas respectivamente.

Cada término M_{mn} , K_{mn} y Q_m de las matrices de masa, rigidez y el vector de cargas se definen por:

$$M_{mn} = \int_0^B \int_0^L \psi_m m \psi_n dy dx, \quad (3.18)$$

$$K_{mn} = \int_0^B \int_0^L \psi_m D \left[\frac{\partial^4 \psi_n}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \psi_n}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \psi_n}{\partial y^4} \right] dy dx, \quad (3.19)$$

$$Q_m = \int_0^B \int_0^L \psi_m q dy dx. \quad (3.20)$$

3.1.3. Funciones de forma para el problema propuesto

Las losas de los pasos inferiores poseen la particularidad de que no deben salvar grandes vanos, el ancho (perpendicular a las vías) suele ser considerablemente mayor a al vano o luz corta L . Conocidas las condiciones de apoyo de la losa se elige una familia de funciones trigonométricas formadas por senos en la dirección x (extremos apoyados) y cosenos en la dirección y (extremos libres) definida como:

$$\psi_n(x, y) = \sin \frac{i\pi x}{L} \cdot \cos \frac{j\pi y}{B}, \quad (3.21)$$

donde L y B son las dimensiones x e y del elemento, el índice i corresponde al número de semi longitudes de onda del seno en la dirección x ($i = 1, 2, 3, \dots$), y j es el número de semi-longitudes de onda del coseno en la dirección y ($j = 0, 1, 2, \dots$). El total de funciones de forma se define como N , resultado de todas las combinaciones $i - j$, y viene determinado por $N = I \cdot (J + 1)$, donde $I - J$ son el número total de funciones seno y coseno respectivamente. El índice n es definido como $n = J \cdot (i - 1) + i + j$, y corresponde a cada una de las funciones de forma una vez seleccionada la pareja $i - j$.

Las funciones de formas seleccionadas para este estudio representan una aproximación a la forma de la solución de la losa bi-apoyada. Las diferencias más significativas respecto al comportamiento real de la losa podrían ocurrir en los extremos libres debido a la consideración de pendiente nula en las funciones de forma. Sin embargo, esto no es relevante para el modelo de la estructura ya que los extremos libres son las zonas sometidas a menores niveles de vibraciones, siendo los puntos más alejados de la vía.

Fig. 3-4: a) Losa y funciones de forma. b) Deformada de la losa para $i = 1$ y $j = 1$.

La fig. 3-4 muestra la representación de la familia de funciones de forma planteada en la ecuación (3.21). En la parte (a) se muestra la losa junto a las posibles deformadas para los tres primeros valores del seno y el coseno, y en la parte (b) se muestra el esquema de losa deformada correspondiente a $i = 1$ y $j = 1$.

3.1.4. Matrices estructurales de la losa

3.1.4.1. Matrices de masa y rigidez

Las matrices estructurales de la losa se obtienen a partir de la formulación de las ecuaciones (3.18) y (3.19), en donde las funciones de forma de Rayleigh-Ritz son sustituidas por la familia de funciones que se plantea en la ecuación (3.21).

El cálculo de las matrices de masa y rigidez da como resultado matrices diagonales, debido a la ortogonalidad existente entre las funciones de forma seleccionadas. Los elementos de las matrices de masa y rigidez vienen dados por:

$$\begin{aligned} M_{nn} &= m \frac{BL}{2} & \text{para } j = 0, \\ M_{nn} &= m \frac{BL}{4} & \text{para } j \neq 0, \end{aligned} \quad (3.22)$$

$$\begin{aligned} K_{nn} &= \frac{D\pi^4 i^4 B}{2L^3} & \text{para } j = 0, \\ K_{nn} &= \frac{D\pi^4 (j^2 L^2 + i^2 B^2)^2}{4B^3 L^3} & \text{para } j \neq 0. \end{aligned} \quad (3.23)$$

3.1.4.2. Matriz de amortiguamiento

Las funciones de forma seleccionadas son ortogonales, y por tanto, las matrices de masa y rigidez son diagonales, y amortiguamiento podría ser expresado como un amortiguamiento modal. Sin embargo, debido a que el cálculo de la respuesta estructural se hará en el dominio de la frecuencia, se ha preferido tratar el amortiguamiento de forma matricial.

La matriz de amortiguamiento se calcula en función del amortiguamiento proporcional de Rayleigh (Chopra, 1995), y es definida como:

$$\mathbf{C} = a_0 \mathbf{M} + a_1 \mathbf{K}, \quad (3.24)$$

donde $\mathbf{M}$ y $\mathbf{K}$ son respectivamente las matrices de masa y rigidez del elemento, y los coeficientes a_0 y a_1 vienen dados por:

$$\begin{aligned} a_0 &= \zeta \frac{2 \omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j}, \\ a_1 &= \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j}, \end{aligned} \quad (3.25)$$

donde ζ corresponde a la fracción del amortiguamiento crítico, y ω_i y ω_j las frecuencias inicial y final para el tramo definido con ζ . En la práctica ω_i suele ser la frecuencia fundamental de la estructura, mientras que ω_j correspondería a una de las frecuencias de los modos superiores hasta donde su contribución en la respuesta de la estructura es significativa.

Fig. 3-5: Variación del amortiguamiento de Rayleigh con la frecuencia.

La fig. 3-5 muestra la representación gráfica de la variación del amortiguamiento de Rayleigh de acuerdo con la ecuación (3.24), se puede observar en la gráfica que el valor de amortiguamiento varía dependiendo de las frecuencias ω_i y ω_j . Para el primer tramo (frecuencias inferiores a ω_i) el amortiguamiento es proporcional a la masa, para el último tramo (frecuencias superiores a ω_j) el amortiguamiento es proporcional a la rigidez, mientras que para el intervalo central se presentan valores de transición cercanos a ζ .

3.1.5. Vector de cargas

El vector de cargas para el cálculo de la respuesta del sistema se obtiene a partir de la ecuación (3.20), sustituyendo la función de forma ψ_m por la correspondiente [ecuación (3.21)]. Dado que la ecuación de campo (3.14) está expresada para un elemento de losa infinitesimal, es evidente que la ecuación (3.20) se refiere a una carga q distribuida sobre la superficie del elemento.

Dependiendo del tipo de carga o la concentración de la fuerza en un área específica, se pueden usar dos criterios: carga distribuida o carga puntual.

3.1.5.1. Criterio de carga distribuida

Si la carga aplicada sobre la losa es distribuida sobre un área específica se sustituye la función de forma ψ_m [ecuación (3.21)] directamente en la ecuación (3.20), y los límites de integración de la función son definidos por la distribución de la carga sobre la superficie. En caso de que se considere una carga q constante en toda la superficie, la carga sería:

$$\begin{aligned} Q_m &= \int_{y_1}^{y_2} \int_{x_1}^{x_2} \sin \frac{i\pi x}{L} \cdot q \, dx \, dy; & \text{para } j = 0, \\ Q_m &= \int_{y_1}^{y_2} \int_{x_1}^{x_2} \sin \frac{i\pi x}{L} \cdot \cos \frac{j\pi y}{B} \cdot q \, dx \, dy; & \text{para } j \neq 0, \end{aligned} \quad (3.26)$$

donde los límites de integración x_i e y_i están definidos por la localización de la carga.

Resolviendo las integrales anteriores se tiene:

$$\begin{aligned} Q_m &= -q \frac{L}{\pi i} y \cos \frac{i\pi x}{L} \Big|_{x_1}^{x_2} \Big|_{y_1}^{y_2}; & \text{para } j = 0, \\ Q_m &= -q \frac{LB}{\pi^2 ij} \cos \frac{i\pi x}{L} \sin \frac{j\pi y}{B} \Big|_{x_1}^{x_2} \Big|_{y_1}^{y_2}; & \text{para } j \neq 0. \end{aligned} \quad (3.27)$$

3.1.5.2. Criterio de carga puntual

Si la carga sobre la losa se aplicada directamente sobre un punto (x_1, y_1) , la componente correspondiente del vector de cargas sería el resultado de multiplicar la función de forma [ecuación (3.21)] por el valor de la carga puntual, de manera que:

$$Q_m = q \cdot \sin \frac{i\pi x_1}{L} \cdot \cos \frac{j\pi y_1}{B}. \quad (3.28)$$

3.1.6. Cálculo de la respuesta de la losa

Previo a la obtención de la respuesta estructural, se debe agregar a la matriz de rigidez de la losa la impedancia dinámica producida por los hastiales $[K_T(\omega) = K + K_S(\omega)]$, lo cual se explica más adelante en la sección 3.2.3 (Ensamblaje losa-hastial: Contribución del hastial sobre la rigidez de la losa), aunque se aborda el cálculo de la respuesta en esta sección para mantener independiente las formulaciones de la losa y el hastial.

Cabe señalar que, mientras la formulación de la losa conduce a matrices de masa, rigidez y amortiguamiento independientes de la frecuencia, la formulación de la impedancia dinámica de los hastiales implica su definición en frecuencia y, en consecuencia, la resolución del sistema se realiza en el dominio de la frecuencia.

El cálculo de la respuesta de la losa se hace en términos de las coordenadas generalizadas del desplazamiento para cada frecuencia ω , resolviendo el sistema de ecuaciones:

$$[K_T(\omega) + \omega iC - \omega^2 M] \xi(\omega) = Q_m(\omega), \quad (3.29)$$

donde $Q_m(\omega)$ se obtiene a partir de su definición temporal mediante la transformada de Fourier.

Las coordenadas generalizadas de aceleraciones se computan a partir de las correspondientes a los desplazamientos, de tal manera que:

$$\ddot{\xi}(\omega) = -\omega^2 \xi(\omega) \quad (3.30)$$

Por tanto, conocidas las componentes generalizadas de la respuesta de la estructura, los desplazamientos y aceleraciones para cualquier punto de la losa pueden ser calculados en el dominio de la frecuencia como:

$$W(x, y, \omega) = \sum_{n=1}^N \psi_n(x, y) \xi_n(\omega), \quad (3.31)$$

$$\ddot{W}(x, y, \omega) = \sum_{n=1}^N \psi_n(x, y) \ddot{\xi}_n(\omega). \quad (3.32)$$

Las historias temporales del desplazamiento w y las aceleraciones $\ddot{w}$ se pueden evaluar aplicando la transformada inversa de Fourier a los desplazamientos y aceleraciones W y $\ddot{W}$.

3.2. Modelo de hastial

Los hastiales forman parte del modelo general de la estructura, y están acoplados a la losa en sus extremos superiores. La conexión con la losa se lleva a cabo en dos etapas del cálculo. En primer lugar, se adiciona una impedancia dinámica a la losa como resultado de la rigidez de los hastiales y sus interacciones con el terreno circundante, y una vez resuelto el problema dinámico, la compatibilidad del giro en las conexiones con la losa permite evaluar la respuesta sobre los hastiales.

En la formulación de los hastiales, estos son considerados como “vigas verticales” adyacentes de ancho constante (Saitoh, 2012), cada elemento está apoyado lateralmente en un medio viscoelástico, y en el extremo inferior soportado por dos muelles: uno que restringe el desplazamiento transversal y otro la rotación o giro del elemento (ver fig. 3-6).

Fig. 3-6: A) Modelo de hastial. B) “Viga vertical” apoyada sobre apoyo viscoelástico.

3.2.1. Desarrollo del modelo

Para el desarrollo de la formulación de la viga sobre apoyo viscoelástico del hastial, se parte de un elemento infinitesimal (fig. 3-6 b), el cual se gira por comodidad y se muestra en la fig. 3-7.

Fig. 3-7: Elemento infinitesimal del hastial, equilibrio de fuerzas.

Si se considera el equilibrio dinámico de un elemento infinitesimal, la suma de fuerzas es:

$$\frac{dQ}{dz} + \rho A \ddot{u} + ku + c\dot{u} = 0, \quad (3.33)$$

tomando equilibrio de momentos respecto el centro del elemento:

$$\frac{dM}{dz} = Q. \quad (3.34)$$

Sustituyendo el cortante Q en la ecuación (3.33) y el momento por la relación momento curvatura $(M = EI \frac{d^2 u}{dx^2})$, se obtiene la ecuación que gobierna el movimiento de la viga:

$$EI \frac{d^4 u}{dz^4} + \rho A \ddot{u} + k^* u = 0, \quad (3.35)$$

donde u es el desplazamiento lateral y E, I, A, ρ son el modulo elástico, inercia, área y densidad del elemento viga, y k^* corresponde al coeficiente de apoyo viscoelástico.

El coeficiente de apoyo viscoelástico depende de la frecuencia (ω) y corresponde al modelo de Kelvin-Voigt, representado por un muelle elástico k y un amortiguamiento viscoso c actuando en paralelo:

$$k^* = k + i\omega c, \quad (3.36)$$

La solución de la ecuación diferencial (3.35) que gobierna el movimiento del elemento es:

$$U(z, \omega) = C_1 \cos\left(\frac{\beta}{H} z\right) + C_2 \sin\left(\frac{\beta}{H} z\right) + C_3 \cosh\left(\frac{\beta}{H} z\right) + C_4 \sinh\left(\frac{\beta}{H} z\right), \quad (3.37)$$

donde U es el desplazamiento lateral u en el dominio de la frecuencia. Las constantes C_i se determinan a partir de las condiciones de contorno, y β se define como:

$$\beta = \left(\frac{-k^* H^4 + \rho A \omega^2 H^4}{EI} \right)^{\frac{1}{4}}. \quad (3.38)$$

3.2.2. Impedancia o rigidez dinámica

La impedancia dinámica se obtiene como la relación entre el momento y el giro en el extremo superior $[k_w(\omega) = M_0(\omega)/\theta(\omega)]$, y se evalúa aplicando un momento armónico unitario $M_0 = 1 \cdot e^{i\omega t}$ en el extremo.

La rotación se calcula a partir de la solución a la ecuación del movimiento en el elemento (3.37) y a partir de las condiciones de contorno:

para $z = 0$:

$$EI \frac{d^2 U}{dz^2} + K_r \frac{dU}{dz} = 0; \quad EI \frac{d^3 U}{dz^3} - K_h U = 0, \quad (3.39)$$

para $z = H$:

$$U = 0; \quad \frac{d^2 U}{dz^2} = \frac{M_0(\omega)}{EI}; \quad \text{con } M_0 = 1. \quad (3.40)$$

Sustituyendo las condiciones de contorno en la ecuación del movimiento, queda el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} -\beta^2 & \alpha_r \beta & \beta^2 & \alpha_r \beta \\ \alpha_h & \beta^3 & \alpha_h & -\beta^3 \\ \cos \beta & \sin \beta & \cosh \beta & \sinh \beta \\ -\beta^2 \cos \beta & -\beta^2 \sin \beta & \beta^2 \cosh \beta & \beta^2 \sinh \beta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \frac{H^2}{EI} \end{Bmatrix}, \quad (3.41)$$

donde $\alpha_r = \frac{K_r H}{EI}$, $\alpha_h = \frac{K_h H^3}{EI}$, y β es definido en la ecuación (3.38).

Resolviendo el sistema (3.41) para las constantes, la impedancia dinámica se calcula con la expresión:

$$k_w(\omega) = \frac{k_{ro}}{\beta(-C_1 \sin \beta + C_2 \cos \beta + C_3 \sinh \beta + C_4 \cosh \beta)}, \quad (3.42)$$

donde k_{ro} se define como la rigidez de referencia (EI/H).

3.2.3. Ensamblaje losa-hastial: Contribución del hastial sobre la rigidez de la losa

Como se explicó en la sección 3.2.2 (Impedancia o rigidez dinámica), la impedancia dinámica $k_w(\omega)$ del hastial es calculada, y se compatibiliza con la losa en ambos extremos apoyados.

La contribución de los hastiales K_S como resultado de la impedancia dinámica es dependiente de la frecuencia y se formula aplicando compatibilidad, es decir, teniendo en cuenta las funciones de forma de la losa:

$$K_{Smn}(\omega) = k_w(\omega) \int_0^B \left(\frac{\partial \psi_m(0, y)}{\partial x} \frac{\partial \psi_n(0, y)}{\partial x} + \frac{\partial \psi_m(L, y)}{\partial x} \frac{\partial \psi_n(L, y)}{\partial x} \right) dy, \quad (3.43)$$

donde, $\partial \psi_i / \partial x$ son los giros que se evalúan para cada función de forma en los extremos de la losa (i.e. conexión con los hastiales en $x = 0$ y $x = L$) integrándose a lo largo de la profundidad (coordenada y). Esta formulación conduce a una matriz no diagonal y compleja.

Empleando las funciones de forma definidas en la ecuación (3.21) los elementos que componen K_S se calculan como:

$$\begin{aligned} K_{Smn}(\omega) &= k_w(\omega) \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 i_m i_n B [1 + (-1)^{(i_m + i_n)}] \quad \text{para } j_m = j_n = 0, \\ K_{Smn}(\omega) &= k_w(\omega) \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 i_m i_n \frac{B}{2} [1 + (-1)^{(i_m + i_n)}] \quad \text{para } j_m = j_n \neq 0, \end{aligned} \quad (3.44)$$

donde i_m, j_m son los números naturales de la función de forma definida en la ecuación (3.21) correspondientes a la función de forma ψ_m y i_n, j_n los correspondientes a ψ_n .

La matriz de rigidez total para el cálculo armónico de la respuesta de la losa queda como:

$$K_T(\omega) = K + K_S(\omega). \quad (3.45)$$

3.2.4. Respuesta del hastial.

Para obtener el campo de desplazamientos en el hastial se utiliza la ecuación solución (3.37), las condiciones de contorno (3.39) para $z = 0$, y se cambian las condiciones de contorno en $z = H$ por:

$$U = 0; \quad \frac{dU}{dz} = \theta_s(\omega), \quad (3.46)$$

donde θ_s corresponde a la rotación calculada en los extremos de la losa.

Es importante destacar que la formulación de vigas se ha hecho compatible con el giro de la losa, pero no existe compatibilidad lateral entre vigas adyacentes. Esto implica que si el giro superior se toma en un único punto de la conexión los desplazamientos laterales del hastial se calculan de manera independiente de los puntos aledaños. Esta simplificación no acarrea problemas para formular la impedancia, pero los desplazamientos en el hastial así calculados podrían resultar muy elevados. Con objeto de suavizar los desplazamientos, y de forma indirecta hacer participar al conjunto del hastial como losa, se emplea como giro de cálculo un promedio en una zona de ancho a en torno al punto de evaluación y_1 .

Las expresiones para el giro en ambos hastiales son:

$$\begin{aligned}\theta_{s\ x=0}(\omega) &= \sum_{n=1}^N \left\{ \xi_n(\omega) \frac{1}{a} \int_{y_1-\frac{a}{2}}^{y_1+\frac{a}{2}} \frac{d\psi_n}{dx}(x=0, y) dy \right\}, \\ \theta_{s\ x=L}(\omega) &= \sum_{n=1}^N \left\{ \xi_n(\omega) \frac{1}{a} \int_{y_1-\frac{a}{2}}^{y_1+\frac{a}{2}} \frac{d\psi_n}{dx}(x=L, y) dy \right\},\end{aligned}\tag{3.47}$$

donde a se refiere al ancho de la banda en donde se calcula el giro.

Sustituidas las condiciones de contorno (3.39) para $z = 0$ y (3.46) para $z = H$, se obtiene el sistema de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} -\beta^2 & \alpha_r \beta & \beta^2 & \alpha_r \beta \\ \alpha_h & \beta^3 & \alpha_h & -\beta^3 \\ \cos \beta & \sin \beta & \cosh \beta & \sinh \beta \\ -\beta \sin \beta & \beta \cos \beta & \beta \sinh \beta & \beta \cosh \beta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \theta_s H \end{bmatrix}.\tag{3.48}$$

Una vez son calculadas las constantes a partir del sistema de ecuaciones, la respuesta en desplazamientos del hastial puede ser calculada con la ecuación (3.37).

La respuesta en aceleraciones del hastial se calcula por las relaciones existentes entre aceleraciones y desplazamientos en el dominio de la frecuencia:

$$\ddot{U}(z, \omega) = -\omega^2 U(z, \omega).\tag{3.49}$$

Las historias temporales del desplazamiento u y las aceleraciones $\ddot{u}$ se pueden calcular aplicando la transformada inversa de Fourier a los desplazamientos y aceleraciones en frecuencia U y $\ddot{U}$ respectivamente.

3.3. Modelo de carga

El modelo de carga también llamado modelo de emisión, es el encargado de proporcionar las acciones correspondientes al tren sobre la vía, y transmitirlas a la estructura. Para esta tesis se ha seleccionado un modelo de vía clásico en el cual el tren es caracterizado por medio de una carga estática por eje, una masa no suspendida por cada rueda y la interacción rueda-carril.

La simplificación del tren a únicamente las masas no suspendidas se hace bajo la consideración de que las frecuencias propias de los coches y *bogíes* se encuentran usualmente por debajo de los 10 Hz (Kouroussis, y otros, 2014) (Kouroussis, y otros, 2015), comparado con las frecuencias propias de las estructuras semienterradas (pasos inferiores), cuyos valores en la práctica son superiores a 30 Hz y por tanto no se espera que ocurran efectos de resonancia.

En el modelo de carga cada carril es considerado de manera independiente con un modelo 2D de elementos finitos, donde a su vez se evalúa la influencia de un único tren circulando sobre las vías para cada caso de análisis. Los carriles se modelan con elementos viga empleando la teoría de Euler-Bernoulli (para este estudio no es significativa la diferencia en el comportamiento del carril comparado con la teoría de vigas de Timoshenko).

Las traviesas se consideran como masas concentradas conectadas a los carriles por medio de muelles y amortiguadores, de manera similar, elementos muelles y amortiguadores son utilizados para representar las condiciones del balasto, sub-balasto y la plataforma de soporte o capa de forma. La fig. 3-8 muestra el esquema del modelo clásico de vía sobre balasto empleado en el modelo de carga.

Fig. 3-8: Modelo clásico de vía sobre balasto.

La carga de los trenes se idealiza por medio de cargas constantes (Q_{st}) y masas concentradas (masa no suspendida m_r) correspondientes a las ruedas.

La irregularidad de la vía se simula con un perfil de rugosidad o irregularidad del carril, que se genera a partir de una densidad espectral de referencia ajustada en función de los diferentes niveles de mantenimiento.

La interacción entre la masa de la rueda y el carril se realiza con un modelo de contacto de Hertz, que junto con el perfil de rugosidad de la vía generan un conjunto de cargas como consecuencia de la irregularidad (contribución dinámica Q_{dyn}). La fig. 3-9 muestra el esquema del perfil de irregularidad y el modelo de cargas del tren aplicadas al modelo.

Fig. 3-9: a) Perfil de irregularidad de la superficie del carril. b) Carga externa móvil.

Para el cálculo de las fuerzas que se han de aplicar sobre la estructura se realiza un análisis dinámico transitorio, en el cual se considera el balasto conectado a un apoyo infinitamente rígido, y se evalúan las fuerzas en función de las respuestas de los grados de libertad de las traviesas y las propiedades del balasto.

3.3.1. Generación del perfil de irregularidad

El perfil de irregularidad para los fines de este trabajo se calcula según lo propuesto por (Braun, y otros, 1991), y la norma ISO 8608:1995, a partir de una densidad espectral de referencia que refleja la calidad de la superficie de contacto con los trenes.

La densidad espectral de referencia $G_{rr}(\eta_0)$ se define para la frecuencia espacial $\eta_0 (= 1/2\pi)$, y considerando un exponente γ de ajuste (que controla la caída de la curva). La densidad espectral de la irregularidad para cada valor de frecuencia espacial η es calculada con la expresión:

$$G_{rr}(\eta) = G_{rr}(\eta_0) \left(\frac{\eta}{\eta_0} \right)^{-\gamma}. \quad (3.50)$$

3.3. Modelo de carga

La irregularidad a lo largo de la superficie del carril se calcula con un conjunto de series de Fourier, de manera que:

$$r(x) = \sum_{\eta=1}^{\eta^T} \sqrt{(2G_{rr}(\eta)\Delta_{\eta})} \cos(2\pi\eta x + \Theta_{\eta}), \quad (3.51)$$

donde Θ_{η} es la fase aleatoria, Δ_{η} y η^T corresponden al rango de variación y al número de frecuencias a computar respectivamente.

A partir de la irregularidad del carril, conociendo la velocidad de paso de cada tren v_{tren} , y por la relación entre velocidad, espacio y tiempo se puede conocer la variación de la rugosidad $\dot{r}$ en el tiempo, de manera que:

$$\dot{r}(x) = \frac{d r(x)}{dx} v_{tren}. \quad (3.52)$$

3.3.2. Carga del tren: Contribución constante y dinámica

La carga del tren sobre la vía se puede dividir en dos partes: una constante que considera el peso que transmite cada rueda al carril, y una dinámica producida por la masa no suspendida y su interacción dinámica con la superficie de las vías.

La carga total por cada rueda Q_{mr} se define como la suma de la contribución dinámica Q_{dyn} y constante Q_{st} de manera que:

$$Q_{mr}(x_i) = Q_{dyn}(x_i) + Q_{st}, \quad (3.53)$$

donde x_i se refiere la posición del punto de contacto entre la rueda y el carril.

La contribución dinámica se obtiene en función del modelo de Hertz (muelle y amortiguador) por el contacto entre la rueda y el perfil de irregularidad del carril, por tanto:

$$Q_{dyn}(x_i) = k_{Hertz} r(x_i) + c_{Hertz} \dot{r}(x_i). \quad (3.54)$$

Si se utiliza el modelo de emisión desacoplado de la estructura, como ocurre en el modelo simplificado que se propone, la determinación de las cargas a aplicar a la estructura se realiza a partir de un análisis transitorio, y a partir de los desplazamientos y velocidades obtenidos en las traviesas se calculan las fuerzas que transmitiría el balasto a la estructura, y que vienen dada por:

$$Qb_s(t) = w_s(t)k_b + \dot{w}_s(t)c_b, \quad (3.55)$$

donde $Qb_s(t)$ es la historia temporal de la fuerza en el balasto bajo una traviesa particular s , y w_s y $\dot{w}_s$ son el desplazamiento y la velocidad en el grado de libertad de la traviesa s .

3.4. Procedimiento de cálculo del modelo simplificado de la estructura (MS)

Una vez han sido explicados los conceptos que formulan el modelo simplificado para el cálculo dinámico de pasos inferiores, se plantean los diagramas que muestran los pasos para la resolución del problema dinámico.

Fig. 3-10: Procedimiento para la determinación de la respuesta en la estructura.

La fig. 3-10 muestra el esquema a seguir para la determinación de la respuesta en la estructura. El procedimiento para el cómputo de las cargas en el modelo de emisión es mostrado en la fig. 3-11.

Fig. 3-11: Procedimiento para el cálculo del modelo de emisión.

La fig. 3-11 muestra el procedimiento para el cálculo de las cargas en el modelo de emisión, a partir de la consideración de un perfil de rugosidad y realizando un análisis transitorio ante el paso del tren, para la determinación de las fuerzas del balasto que serán transmitidas posteriormente a la estructura.

3.5. Modelo de placas: Formulación del método de los elementos finitos

Para la validación de los modelos de losa y hastial en el método simplificado de la estructura que se plantea en esta tesis, se emplea el Método de los Elementos Finitos (FEM). El FEM constituye una aproximación finita del problema, por tanto, es necesario partir de una teoría de placa que defina el comportamiento de la losa.

En esta sección se explica el desarrollo de la formulación de los elementos finitos basados en la teoría de Mindlin-Reissner, y posteriormente se describe de manera superficial el elemento DKT (Discrete Kirchhoff Theory/Triangle), ya que su implementación en esta tesis se realizará únicamente a través del uso de un software comercial.

3.5.1. Teoría de placas Mindlin- Reissner

La formulación de los elementos finitos para la placa se basa en las teorías fundamentadas por (Mindlin, 1951) y (Reissner, 1945), en las cuales se consideran las deformaciones ocasionadas por el cortante transversal de la placa (efecto que adquiere importancia a medida que aumenta el espesor respecto a las demás dimensiones).

Las componentes de los desplazamientos en cualquier punto de la placa vienen definidas por:

$$\begin{aligned} u &= -z\theta_x(x, y), \\ v &= -z\theta_y(x, y), \\ w &= w(x, y), \end{aligned} \tag{3.56}$$

siendo w el desplazamiento transversal, θ_x y θ_y , las rotaciones de la superficie media de la sección respecto a la normal en los planos xy y yz (ver fig. 3-12).

Las rotaciones pueden ser expresadas como la suma de la deformación debido a la deflexión del plano medio de la placa y la rotación β producida por el cortante transversal, de manera que:

$$\begin{aligned} \theta_x &= \frac{\partial w}{\partial x} + \beta_x, \\ \theta_y &= \frac{\partial w}{\partial y} + \beta_y. \end{aligned} \tag{3.57}$$

Fig. 3-12: Geometría del elemento placa rectangular (Bathe, 1996).

Sustituyendo (3.56) en (3.57), el campo de deformaciones producidas por la flexión de la placa es:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -z \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \\ -z \frac{\partial \theta_y}{\partial y} \\ -z \left(\frac{\partial \theta_x}{\partial y} + \frac{\partial \theta_y}{\partial x} \right) \end{Bmatrix}, \quad (3.58)$$

y las deformaciones producidas por el cortante transversal son:

$$\boldsymbol{\gamma} = \begin{Bmatrix} \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial w}{\partial x} - \theta_x \\ \frac{\partial w}{\partial y} - \theta_y \end{Bmatrix}. \quad (3.59)$$

Cabe señalar que el elemento se encuentra sometido a un estado plano de tensiones, por lo que $\varepsilon_z = 0$. Las relaciones tensión-deformación vienen dadas para el estado de tensiones por flexión, por tanto:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = -z \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \\ \frac{\partial \theta_y}{\partial y} \\ \frac{\partial \theta_x}{\partial y} + \frac{\partial \theta_y}{\partial x} \end{Bmatrix}, \quad (3.60)$$

y para el estado de tensiones transversales:

$$\begin{Bmatrix} \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{2(1+\nu)} \begin{Bmatrix} \frac{\partial w}{\partial x} - \theta_x \\ \frac{\partial w}{\partial y} - \theta_y \end{Bmatrix}. \quad (3.61)$$

Aplicando el principio de los trabajos virtuales a la placa y considerando una carga q por unidad de superficie, en el plano medio del elemento se tiene:

$$\int_A \int_{-h/2}^{h/2} \{\bar{\varepsilon}_x \quad \bar{\varepsilon}_y \quad \bar{\gamma}_{xy}\} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} dz dA + \kappa \int_A \int_{-h/2}^{h/2} \{\bar{\gamma}_{xz} \quad \bar{\gamma}_{yz}\} \begin{Bmatrix} \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix} dz dA = \int_A \bar{w} q dA, \quad (3.62)$$

donde las barras superiores indican las deformaciones y desplazamientos virtuales. La constante κ ($=5/6$) toma en cuenta la no uniformidad de las tensiones a cortante, definida como la relación entre el área efectiva de tensiones a cortante y el área total de la sección.

Resolviendo la integral para el espesor del elemento y sustituyendo el campo de deformaciones virtuales con las consideraciones de las ecuaciones (3.58) y (3.59), y sustituyendo las tensiones por las ecuaciones (3.60) y (3.61), la ecuación (3.62) se puede reescribir como:

$$\int_A \bar{\boldsymbol{\varepsilon}}^T \mathbf{C}_b \boldsymbol{\varepsilon} dA + \int_A \bar{\boldsymbol{\gamma}}^T \mathbf{C}_s \boldsymbol{\gamma} dA = \int_A \bar{w} q dA, \quad (3.63)$$

en donde las fuerzas internas vienen representadas para la flexión como $\mathbf{C}_b \boldsymbol{\varepsilon}$ y el cortante como $\mathbf{C}_s \boldsymbol{\gamma}$, y cuyos valores $\mathbf{C}_b$ y $\mathbf{C}_s$ son:

$$\mathbf{C}_b = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix}, \quad (3.64)$$

$$\mathbf{C}_s = \frac{Ehk}{2(1+\nu)} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}.$$

El indicador variacional, expresado por el principio de los trabajos virtuales en la expresión (3.63), está relacionado con el potencial total de energía en el elemento, de manera que la energía almacenada U_p viene dada por:

$$U_p = \frac{1}{2} \int_A \int_{-h/2}^{h/2} \{\varepsilon_x \quad \varepsilon_y \quad \gamma_{xy}\} \frac{E}{(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} dz dA + \frac{\kappa}{2} \int_A \int_{-h/2}^{h/2} \{\gamma_{xz} \quad \gamma_{yz}\} \frac{E}{(1+\nu)} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} dz dA. \quad (3.65)$$

Integrando la ecuación (3.65) en el espesor del elemento, y sustituyendo el vector de deformaciones por su representación vectorial, la ecuación anterior puede ser reescrita como:

$$U_p = \frac{1}{2} \int_A \frac{h^3}{12} \mathbf{x}^T \mathbf{D} \mathbf{x} dA + \frac{1}{2} \int_A \kappa h \boldsymbol{\gamma}^T \mathbf{D}^s \boldsymbol{\gamma} dA. \quad (3.66)$$

Por otra parte, la energía cinética de la placa según el principio de Hamilton viene dada por:

$$T = \frac{1}{2} \int_V \rho (\dot{u}^2 + \dot{v}^2 + \dot{w}^2) dV. \quad (3.67)$$

Sustituyendo u y v , por sus correspondientes en la ecuación (3.56), integrando respecto del espesor del elemento ($dV = dz dA$) y reagrupando, se tiene:

$$T = \frac{1}{2} \int_A \rho \left(h \dot{w}^2 + \frac{h^3}{12} \dot{\theta}_x^2 + \frac{h^3}{12} \dot{\theta}_y^2 \right) dA. \quad (3.68)$$

3.5.2. Formulación de la losa con elementos finitos: Teoría de Mindlin-Reissner

Para la formulación de los elementos finitos a utilizar, el plano medio de la placa se discretiza en elementos de 4 nodos (cuadrilátero bilineal). Los grados de libertad por cada punto nodal son w , θ_x y θ_y , y el campo de desplazamiento para cualquier punto dentro de un elemento puede ser calculado a partir de las coordenadas nodales, tal que:

$$\begin{Bmatrix} w \\ \theta_x \\ \theta_y \end{Bmatrix} = \sum_{i=1}^4 \begin{Bmatrix} N_i w_i \\ N_i \theta_{xi} \\ N_i \theta_{yi} \end{Bmatrix} = \mathbf{N} \mathbf{w}_e, \quad (3.69)$$

donde N_i es la función de interpolación correspondiente al nodo i , w_i el desplazamiento vertical, θ_{xi} y θ_{yi} son las rotaciones del nodo i en las coordenadas x e y respectivamente, y $\mathbf{w}_e$ corresponde al campo de desplazamientos y rotaciones del elemento, definido como:

$$\mathbf{w}_e^T = [w_1 \quad \theta_{x1} \quad \theta_{y1} \quad \dots \quad w_4 \quad \theta_{x4} \quad \theta_{y4}], \quad (3.70)$$

y $\mathbf{N}$ viene definido en forma matricial como:

$$\mathbf{N} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & \dots & N_4 & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & \dots & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & \dots & 0 & 0 & N_4 \end{bmatrix}. \quad (3.71)$$

La función de interpolación N_i deberá adoptar valor unitario en el nodo i y cero en los restantes. Tales funciones serán definidas, por simplicidad, en coordenadas adimensionales ($\xi_j = \mp 1, \eta_j = \mp 1$).

Bajo este nuevo sistema de coordenadas, las funciones de forma pueden ser representadas de manera:

$$N_i = \frac{1}{4} (1 + \xi_j \xi) (1 + \eta_j \eta). \quad (3.72)$$

El nuevo sistema de coordenadas está relacionado con el sistema de coordenadas locales, tal que:

$$\begin{aligned} x &= \sum_i^4 N_i x_i, \\ y &= \sum_i^4 N_i y_i. \end{aligned} \quad (3.73)$$

Fig. 3-13: Geometría de un elemento rectangular isoparamétrico.

Las derivadas de las funciones w , θ_x y θ_y presentes en las ecuaciones (3.58) y (3.59) son de primer orden, por lo que se satisface el criterio de continuidad de las funciones de formas N_i .

Partiendo de la ecuación de la energía cinética (3.68), y considerándola para un elemento, sustituyendo el campo de desplazamientos por los desplazamientos nodales y las funciones de forma, la energía cinética para el elemento viene dada por:

$$T_e = \frac{1}{2} \dot{\mathbf{w}}_e^T \mathbf{m}_e \dot{\mathbf{w}}_e, \quad (3.74)$$

donde $\mathbf{m}_e$ corresponde a la matriz de masa consistente del elemento, definida como:

$$\mathbf{m}_e = \int_A \rho \mathbf{N}^T \begin{bmatrix} h & 0 & 0 \\ 0 & \frac{h^3}{12} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{h^3}{12} \end{bmatrix} \mathbf{N} dA. \quad (3.75)$$

De manera análoga, partiendo de la ecuación de la energía de deformación elástica, y considerándola para un único elemento, la ecuación (3.66) puede ser reescrita como:

$$U_{p,e} = \frac{1}{2} \mathbf{w}_e^T \mathbf{k}_e \mathbf{w}_e, \quad (3.76)$$

donde la rigidez del elemento $\mathbf{k}_e$ es la suma de la rigidez a flexión ($\mathbf{k}^b$) y a cortante ($\mathbf{k}^s$), tal que,

$$\mathbf{k}_e = \mathbf{k}^b + \mathbf{k}^s, \quad (3.77)$$

y cuyos valores vienen dados por:

$$\mathbf{k}^b = \int_A \frac{h^3}{12} \mathbf{B}^{bT} \mathbf{D} \mathbf{B}^b dA, \quad (3.78)$$

$$\mathbf{k}^s = \int_A \kappa h \mathbf{B}^{sT} \mathbf{D} \mathbf{B}^s dA. \quad (3.79)$$

Las matrices $\mathbf{B}^b$ y $\mathbf{B}^s$ corresponden a las matrices de deformación del elemento a flexión y cortante respectivamente y son:

$$\mathbf{B}^b = \begin{bmatrix} 0 & \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \dots & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial x} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & \dots & 0 & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial y} \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \dots & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial y} & \frac{\partial N_4}{\partial x} \end{bmatrix}, \quad (3.80)$$

$$\mathbf{B}^s = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & -N_1 & 0 & \dots & \frac{\partial N_4}{\partial x} & -N_4 & 0 \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & -N_1 & \dots & \frac{\partial N_4}{\partial y} & 0 & -N_4 \end{bmatrix}. \quad (3.81)$$

Para la carga externa aplicada sobre el elemento se parte del principio del trabajo virtual realizado por la carga superficial sobre el elemento, de manera que,

$$\delta W_e = \int_A \delta w q dA, \quad (3.82)$$

reescribiendo y sustituyendo los desplazamientos en el dominio del elemento por los desplazamientos nodales, el trabajo realizado sería:

$$\delta W_e = \mathbf{w}_e^T \mathbf{f}_e, \quad (3.83)$$

donde $\mathbf{f}_e$ corresponde a las cargas externas del elemento, definidas como:

$$\mathbf{f}_e = \int_A \mathbf{N}^T \begin{bmatrix} q \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} dA. \quad (3.84)$$

Debido a que las funciones de interpolación vienen dadas en las coordenadas isoparamétricas (ξ, η) , y se requieren las derivadas de las funciones en coordenadas del sistema cartesiano $(\partial/\partial x, \partial/\partial y)$, será necesario emplear el uso de la regla de la cadena:

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} = \mathbf{J}_e \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix}, \quad (3.85)$$

donde $\mathbf{J}$ es la matriz jacobiana de transformación que relaciona las coordenadas locales con las coordenadas globales, y el subíndice e indica que es computada para el elemento.

Resolviendo la ecuación (3.85) para el cálculo de las derivadas parciales respecto del sistema cartesiano, se tiene:

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} = [\mathbf{J}_e]^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\det[\mathbf{J}_e]} \begin{bmatrix} \frac{\partial y}{\partial \eta} & -\frac{\partial y}{\partial \xi} \\ -\frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial x}{\partial \xi} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix}. \quad (3.86)$$

El determinante de la matriz jacobiana relaciona las áreas diferenciales en ambos sistemas de coordenadas, de manera que:

$$dx \, dy = \det[\mathbf{J}_e] \, d\xi \, d\eta. \quad (3.87)$$

Los términos de $\mathbf{J}_e$ son calculados con una aproximación isoparamétrica para las coordenadas de los 4 nodos del elemento, es decir:

$$\frac{\partial x}{\partial \xi} = \sum_{i=1}^4 \frac{\partial N_i}{\partial \xi} x_i; \quad \frac{\partial x}{\partial \eta} = \sum_{i=1}^4 \frac{\partial N_i}{\partial \eta} x_i; \quad \dots \quad (3.88)$$

Y la matriz jacobiana del elemento sería:

$$\mathbf{J}_e = \sum_{i=1}^4 \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} x_i & \frac{\partial N_i}{\partial \xi} y_i \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} x_i & \frac{\partial N_i}{\partial \eta} y_i \end{bmatrix}. \quad (3.89)$$

Sustituyendo las derivadas en las integrales de masa y rigidez (3.75), (3.78) y (3.79), y transformando el sistema de coordenadas globales a locales, las ecuaciones matriciales de la masa, rigidez a flexión y cortante del elemento quedan como:

$$\mathbf{m}_e = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \rho \, \mathbf{N}^T \begin{bmatrix} h & 0 & 0 \\ 0 & \frac{h^3}{12} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{h^3}{12} \end{bmatrix} \mathbf{N} \det[\mathbf{J}_e] \, d\xi \, d\eta, \quad (3.90)$$

$$\mathbf{k}^b = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \frac{h^3}{12} \mathbf{B}^{bT} \mathbf{D} \mathbf{B}^b \det[\mathbf{J}_e] \, d\xi \, d\eta, \quad (3.91)$$

$$\mathbf{k}^s = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \kappa h \mathbf{B}^{sT} \mathbf{D} \mathbf{B}^s \det[\mathbf{J}_e] \, d\xi \, d\eta. \quad (3.92)$$

La integración para el cálculo de las matrices de masa, rigidez y el vector de fuerzas se resuelven en la práctica por medio de integración numérica. Para el cálculo de las

integrales se utiliza el método de la cuadratura de Gauss, cuyos puntos de integración, coordenadas y coeficientes de ponderación son presentados en la tabla 3-1.

Tabla 3-1. Puntos de integración y coeficientes de ponderación, cuadratura de Gauss

Puntos de Integración	Coordenadas (ξ, η)	Coef. Ponderación H_i
1	0	2
2	$\pm 1/3$	1
3	0	8/9
	$\pm 3/5$	5/9

Resolviendo las integrales de las ecuaciones (3.90) a (3.92) por la aproximación de la cuadratura de Gauss, estas quedan como:

$$\mathbf{m}_e = \sum_p^{np} \sum_q^{nq} \mathbf{N}^T \begin{bmatrix} h & 0 & 0 \\ 0 & \frac{h^3}{12} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{h^3}{12} \end{bmatrix} \mathbf{N} \det[\mathbf{J}_e] H_p H_q, \quad (3.93)$$

$$\mathbf{k}^b = \sum_p^{np} \sum_q^{nq} \frac{h^3}{12} \mathbf{B}^{bT} \mathbf{D} \mathbf{B}^b \det[\mathbf{J}_e] H_p H_q, \quad (3.94)$$

$$\mathbf{k}^s = \sum_p^{np} \sum_q^{nq} \kappa h \mathbf{B}^{sT} \mathbf{D} \mathbf{B}^s \det[\mathbf{J}_e] H_p H_q, \quad (3.95)$$

donde H_p, H_q son los valores del coeficiente de ponderación de Gauss, para los puntos de integración p, q .

3.5.3. Formulación elementos finitos DKT (FEM-K)

El elemento DKT (Discrete Kirchhoff Triangle/Theory) utilizado consiste en un elemento rectangular conformado por cuatro elementos triangulares formulado para placas delgadas basado en la teoría de Kirchhoff (Szilard, 2004). Debido a su probada eficacia y a sus propiedades de convergencia, se emplea comúnmente para el cálculo de flexión en placas.

La presencia de derivadas de segundo orden en la ecuación de placa (3.14) hace necesario el uso de funciones de forma que se ajusten, no solo a la deformada dentro del elemento, sino que también se requiere la continuidad de las funciones de forma en el contorno (continuidad C^1).

La determinación de tales funciones es más compleja que las necesarias en continuidad C^0 (Formulación Reissner-Mindlin), ya que se debe satisfacer la continuidad de la deformación y sus derivadas en los nodos coincidentes de varios elementos.

El elemento alternativo DKT emplea la teoría de Reissner-Mindlin considerando los desplazamientos y rotaciones nodales independientes el uno del otro, de tal manera que la componente del desplazamiento puede ser continua en el contorno del elemento. La energía producida por el cortante transversal es ignorada, y la teoría de Kirchhoff es impuesta en puntos particulares para relacionar las rotaciones y los desplazamientos transversales manteniendo la compatibilidad en las condiciones de contorno del elemento (Batoz, y otros, 1980).

Este elemento es empleado haciendo uso del software comercial ANSYS, y será utilizado únicamente para la validación de los modelos propuestos anteriormente, por lo que en este trabajo no se entra en detalle acerca de su formulación. Información adicional puede ser consultada en las referencias (Batoz, y otros, 1980), (Petyt, 2010) y (Zienkiewicz, y otros, 2000).

Capítulo 4. Análisis de modelos: Comparación y convergencia

Una vez detallado el marco teórico de los diferentes modelos, se procede al análisis de convergencia y comparación de cada uno de ellos para su validación. Con el fin de establecer una nomenclatura uniforme a lo largo de esta tesis, en la tabla 4-1 se plantean las designaciones empleadas para cada modelo, y las cuales serán usadas en lo adelante.

Tabla 4-1: Nomenclatura y abreviatura de la designación de modelos

Elemento	Modelo	Designación
Estructura	Estructura en base a funciones de forma (Método simplificado propuesto)	S-FFR
	Estructura método de los elementos finitos Teoría de Mindlin-Reissner	S-MN
	Estructura, método de los elementos finitos Teoría de Kirchhoff	S-KR
Emisión	Emisión: Tren, carriles, balasto y plataforma.	EMS
Losa (ML)	Losa en base a funciones de forma	L-FFR
	Losa, elementos finitos basados en teoría Mindlin-Reissner	L-MN
	Losa, elementos finitos basados en teoría Mindlin-Reissner (ANSYS)	L-MA
	Losa, elementos finitos basados en teoría Kirchhoff (ANSYS)	L-KR
Hastial (MH)	Hastial: viga sobre apoyo viscoelástico	H-VVS
	Hastial: elementos finitos con modelo de viga	H-FEB
	Hastial: elementos placa teoría de Mindlin-Reissner	H-FEMR

4.1. Comparación de los diferentes modelos de losa

El paso previo para la validación y comprobación de los modelos (de estructura y sus componentes) es el análisis de convergencia y posterior validación de la losa en el modelo L-FFR, para garantizar que el número de funciones escogidas y el tamaño de malla (en el caso de los elementos finitos) sean adecuados.

Para el análisis de convergencia y validación se fijan las características de una losa rectangular con propiedades descritas en la siguiente sección, las cuales son similares a las que se podrían encontrar en un marco con un vano de 3.00 m.

4.1.1. Características de la losa tipo

Se analiza una losa de dimensiones 3.00 m x 16.00 m y 0.20 m de espesor, de hormigón con una densidad de $\rho = 2\,500\text{ kg/m}^3$, un módulo elástico $E = 33\text{ GPa}$ y un coeficiente de Poisson $\nu = 0.20$. La losa se considera bi-apoyada en la dirección larga y libre en la dirección corta.

Fig. 4-1: Esquema de losa (ML): convergencia y comparación.

La fig. 4-1 muestra el esquema de losa que se utilizará para la convergencia y la comparación de los modelos de losa previo al ensamblaje estructural. La elección de las dimensiones se hace partiendo de que en la práctica es uno de los tamaños más comunes en la línea de alta velocidad estudiada. Por otra parte, la elección del espesor de 0.20 m se hace tomando en consideración que es el mismo de la estructura *in situ*, aunque el aporte de las capas superiores se considera más adelante.

4.1.2. Convergencia de la losa con funciones de Rayleigh (L-FFR)

Para el análisis de la convergencia en el número de funciones senos y cosenos se realiza un análisis modal de la losa descrita en la sección anterior, evaluando la cantidad de funciones necesarias para obtener un rango de frecuencias propias.

La formulación de la losa con las funciones trigonométricas conduce a matrices de rigidez y masa diagonales, por lo que el cálculo de las frecuencias del problema es directo, siendo el modo la propia función de forma.

Aunque los tiempos de cálculo en el modelo trigonométrico no son relevantes en comparación a aplicaciones como la de los elementos finitos, se hace necesario establecer un número mínimo de funciones de forma, ya que las dimensiones de las matrices estructurales de la losa en el modelo de la estructura, dependerá del número de modos que se elijan representar.

Tabla 4-2. Frecuencias propias (Hz) del modelo L-FFR

No. Cosenos	Número de Senos		
	1	2	3
0	37.37	149.46	336.29
1	38.68	150.77	337.60
2	42.62	154.72	341.54
3	49.19	161.28	348.11
4	58.38	170.48	357.31
5	70.21	182.30	369.13
6	84.66	196.75	383.58
7	101.73	213.83	400.65
8	121.44	233.53	420.36
9	143.77	255.86	442.69
10	168.73	280.82	467.65
11	196.31	308.41	495.24
12	226.53	338.62	525.45
13	259.37	371.46	558.29
14	294.84	406.93	593.76
15	332.93	445.03	631.85

La tabla 4-2 muestra los valores de las frecuencias propias según las combinaciones i y j de las funciones de formas trigonométricas. Los resultados muestran que para la losa de 0.20 m de espesor con 2 funciones de seno y 12 funciones en el caso del coseno (incluido $j=0$) se pueden obtener las frecuencias propias inferiores a 200 Hz. Es cierto que, si el espesor de la losa se incrementa la rigidez también lo haría, por lo que con un número aún menor de cosenos sería posible obtener todas las frecuencias propias inferiores a 200 Hz, por lo que está claro, que un número de funciones de hasta $i = 3$ y $j = 15$ debería ser suficiente para los cálculos a realizar con losas de dimensiones similares, y para frecuencias dentro del intervalo señalado.

Fig. 4-2: Forma modal L-FFR para $i = 1$ y $j = 4$.

4.1. Comparación de los diferentes modelos de losa

La fig. 4-2 muestra la forma modal correspondiente a una función según la ecuación (3.21) para $i = 1$ y $j = 4$, correspondiente a la frecuencia propia de 58.30 Hz de la losa, cuyos parámetros fueron utilizados para el cálculo de los resultados mostrados en la tabla 4-2.

4.1.3. Convergencia de la losa FEM-Mindlin-Reissner (L-MN):

Discretización

Para verificar el tamaño de malla adecuado en la losa utilizando los elementos formulados según la teoría de Mindlin-Reissner planteada en la sección 3.5.2 (L-MN), se procede inicialmente al análisis de convergencia, y así determinar el tamaño de malla máximo posible para la resolución del problema dinámico de la placa. Posteriormente se procede a la validación del elemento programado en MATLAB con uno similar en el programa comercial ANSYS.

4.1.3.1. Convergencia de malla L-MN: Elemento cuadrado

Para el análisis de convergencia de malla de los elementos finitos L-MN, se realiza el análisis modal de la losa con las propiedades y condiciones de contorno señaladas en la sección 4.1.1 (ver fig. 4-1) y se discretiza la losa en elementos cuadrados.

Del análisis modal se obtienen las primeras veinte frecuencias propias de la losa y se compararán las primeras diez, la quince y la veinte, ya que las primeras serán de rápida convergencia, y la última del grupo se encuentra cercana a los 200 Hz.

Tabla 4-3. Frecuencias propias (Hz) del modelo L-MN: Elementos cuadrados

Freq. No.	Discretización de Elemento Losa cuadrado					
	1.00 m	0.50 m	0.25 m	0.10 m	0.05 m	0.025 m
1	42.63	38.30	37.32	37.05	37.02	37.01
2	43.72	39.34	38.38	38.12	38.08	38.07
3	47.24	42.75	41.83	41.58	41.54	41.53
4	53.24	48.46	47.57	47.31	47.28	47.27
5	61.92	56.54	55.62	55.34	55.30	55.29
6	73.65	67.11	66.01	65.67	65.62	65.61
7	88.99	80.35	78.82	78.35	78.28	78.27
8	108.84	96.45	94.11	93.41	93.31	93.30
9	134.30	115.65	111.95	110.88	110.73	110.72
10	167.22	138.20	132.39	130.76	130.52	130.51
15	269.36	175.97	159.93	155.89	155.32	155.18
20	287.56	221.07	205.08	201.01	200.44	200.32

La tabla 4-3 muestra los resultados del análisis modal para los diferentes tamaños de malla y sus respectivas frecuencias propias. Puede observarse que para las primeras 10 frecuencias, con una discretización de tamaño de elemento 0.25 m la diferencia es en torno al 1 % con respecto al tamaño de malla de los 0.025 m, llegando a ser ligeramente superiores al 3 % para las dos últimas frecuencias. Esto parece indicar que un tamaño de malla cuadrado de 0.25 m es adecuado para caracterizar la losa en el rango de frecuencias deseado.

Fig. 4-3: Convergencias de las frecuencias propias: Modelo L-MN.

La fig. 4-3 muestra las gráficas de convergencia de las frecuencias 1, 5, 10, 15 y 20 para los diferentes tamaños de malla respecto al de 0.025 m. El eje horizontal representa los diferentes tamaños de malla, y el eje vertical muestra en escala logarítmica la variación del error porcentual respecto al tamaño menor.

Se puede observar que para una discretización de elementos cuadrados de 0.25 m las diferencias respecto al tamaño de referencia son inferiores al 5 %, mientras que para un tamaño de 0.50 m pueden llegar a un máximo de 15 % para las frecuencias más allá de la décima, eso sí, manteniéndose debajo de un 10% para las frecuencias inferiores. Estos resultados confirman que para un tamaño de malla de 0.25 m la diferencia respecto al menor tamaño analizado es inferior al 5% en el rango de frecuencias seleccionado.

4.1.3.2. Convergencia de malla L-MN: Elemento rectangular

Debido a las características de la losa y las dimensiones que se podrían encontrar en pasos inferiores, en donde la relación entre la luz larga y la corta usualmente es más del doble. La resolución del problema con la formulación de elementos finitos utilizando elementos cuadrados incrementa significativamente el número de grados de libertad que involucra el problema, comparado al uso de elementos rectangulares. Por tanto, resulta

4.1. Comparación de los diferentes modelos de losa

conveniente la reducción de la discretización en la dirección larga, con la finalidad de reducir el número de grados de libertad del modelo.

De manera similar a como se realizó el análisis de convergencia para los elementos cuadrados, se evalúa la variación de las frecuencias propias para diferentes tamaños de mallas rectangulares, con la diferencia de que se mantiene constante en 0.25 m la discretización del lado corto de la losa, mientras se varía la correspondiente a la otra dirección.

Tabla 4-4. Frecuencias propias (Hz) del modelo L-MN: Elementos rectangulares

Freq. No.	Largo elemento rectangular (0.25 m de ancho)			Diferencia respecto al elem. 0.25 m x 0.25 m	
	1.00 m	0.50 m	0.25 m	1.00 m	0.50 m
1	37.32	37.32	37.32	0.00%	0.00%
2	38.39	38.38	38.38	0.01%	0.00%
3	41.87	41.84	41.83	0.10%	0.02%
4	47.82	47.62	47.57	0.52%	0.10%
5	56.44	55.78	55.62	1.47%	0.30%
6	68.17	66.44	66.01	3.26%	0.65%
7	83.56	79.75	78.82	6.01%	1.19%
8	103.63	95.93	94.11	10.11%	1.93%
9	129.49	115.21	111.95	15.66%	2.91%
10	150.03	137.85	132.39	13.32%	4.12%
11	150.95	150.03	150.03	0.61%	0.00%
12	154.32	150.96	150.97	2.22%	0.00%
13	160.05	154.34	154.34	3.70%	0.00%
14	163.13	159.96	155.46	4.93%	2.89%
15	168.37	164.13	159.93	5.28%	2.63%
16	179.64	167.91	167.78	7.07%	0.08%
17	194.25	178.27	177.91	9.19%	0.20%
18	206.68	191.15	181.19	14.07%	5.50%
19	212.86	194.38	190.33	11.83%	2.13%
20	236.08	206.69	205.08	15.11%	0.78%

La tabla 4-4 presenta los resultados de las frecuencias propias para elementos rectangulares variando la discretización de la dirección larga de la losa de 0.25 m a 1.00 m, y la diferencia relativa al elemento cuadrado de 0.25 m. Los resultados indican que si se utiliza una discretización de 0.25 m x 1.00 m, las diferencias en los primeros modos no son significativas, pero se incrementan hasta superar el 15% en la frecuencia propia de 111.95 Hz. Sin embargo, con un elemento rectangular con dimensiones de 0.25 m x 0.50 m las discrepancias suelen ser inferiores al 1% para las frecuencias de los primeros 6 modos, e inferiores al 5 % en los restantes, excepto para los 181.19 Hz, en donde se incrementa al 5.5 %, lo que parece indicar que tales dimensiones pueden ser

adecuadas, eso sí, sabiendo que podrían existir ligeras variaciones en las frecuencias superiores.

4.1.3.3. Comparación de los modelos L-MN y L-MA

En esta sección se realiza la validación de los elementos finitos de la losa formulados por la teoría Mindlin-Reissner (L-MN), con los elementos finitos bajo la misma formulación programados en el software comercial ANSYS (L-MA). Los detalles de la implementación realizada por el software ANSYS pueden ser encontradas en el manual de referencia del programa (Kohnke, 2009).

Las propiedades de la losa utilizada para la comprobación son las mismas planteadas la sección 4.1.1. La validación se realiza con la comparación de los resultados de las 10 primeras frecuencias propias de la losa, las cuales se determinan con un análisis modal, y a partir de una discretización con elementos cuadrados 0.25 metros.

Tabla 4-5. Comparación frecuencias propias: Modelos L-MN y L-MA (ANSYS).

Frecuencia No.	L- MA	L-MN	DIFERENCIA %
1	37.32	37.33	-0.01%
2	38.38	38.42	-0.10%
3	41.83	41.95	-0.28%
4	47.57	47.81	-0.49%
5	55.62	55.98	-0.64%
6	66.01	66.50	-0.73%
7	78.82	79.42	-0.75%
8	94.11	94.80	-0.73%
9	111.95	112.71	-0.67%
10	132.39	133.20	-0.61%

La tabla 4-5 muestra las 10 frecuencias propias más bajas de la losa y la diferencia porcentual de cada frecuencia del modelo L-MN programado en MATLAB respecto del elemento SHELL181 del programa ANSYS (L-MA: Elemento 4 nodos utilizando teoría de Mindlin-Reissner). Los resultados muestran las diferencias porcentuales de cada frecuencia propia entre ambos modelos. Se puede observar que no existe discrepancia significativa entre ambos (ya que todos los valores son inferiores a 1 %) para el rango de frecuencias presentado en la tabla, por lo que, la formulación de los elementos finitos placa usando la teoría de Mindlin y realizada en Matlab (L-MN) demuestra arrojar valores similares, y que formulación realizada en Matlab es correcta.

4.1.4. Convergencia del elemento DKT: Modelo (L-KR)

Como ya se explicó en la sección 3.5.3, este elemento se utiliza en el programa comercial ANSYS, en el cual se denomina SHELL63. Para analizar la convergencia, se emplea el modelo de losa caracterizado en la sección 4.1.1 (ver fig. 4-1), y se realiza el análisis modal para diferentes discretizaciones, similar a lo realizado con el elemento L-MN en la sección 4.1.3.1.

Tabla 4-6. Frecuencias propias (Hz) del modelo L-KR para diferentes discretizaciones.

Freq. No.	Discretización del elemento losa cuadrado (L-KR)					
	1.00 m	0.50 m	0.25 m	0.10 m	0.05 m	0.025 m
1	37.26	37.28	37.28	37.29	37.29	37.29
2	38.48	38.48	38.47	38.47	38.47	38.47
3	42.13	42.21	42.23	42.23	42.23	42.23
4	48.13	48.35	48.41	48.42	48.42	48.42
5	56.43	56.84	56.96	56.99	57.00	57.00
6	66.99	67.67	67.88	67.94	67.95	67.95
7	79.81	80.88	81.21	81.31	81.32	81.32
8	94.92	96.49	96.98	97.13	97.15	97.15
9	112.33	114.57	115.25	115.46	115.49	115.49
10	132.06	135.16	136.07	136.35	136.39	136.39
15	159.40	160.17	160.57	160.70	160.72	160.72
20	203.69	209.12	210.96	211.57	211.66	211.66

La tabla 4-6 presenta los resultados de las frecuencias propias de la losa para diferentes discretizaciones y tomando como modelo el elemento DKT. Los datos arrojados por ANSYS muestran una rápida convergencia de este elemento, comparado con los que emplean la teoría de Mindlin-Reissner, ya que para los diferentes tamaños de malla las diferencias en todos los casos son inferiores al 5% respecto al elemento de 0.025 m, lo que da indicio de la robustez de la formulación de este elemento en ANSYS.

Fig. 4-4: Forma modal correspondiente a la frecuencia de 56.96 Hz: Modelo L-KR.

La fig. 4-4. muestra la forma modal correspondiente a la frecuencia de 56.96 Hz, como resultado de un análisis modal realizado con ANSYS con tamaño de malla de 0.25 m y el elemento DKT. La forma modal es muy similar a la presentada en la fig. 4-2, donde se muestra la imagen del modo con las funciones de forma trigonométricas para valores de $i=1, j=4$.

4.1.5. Comparación de las formas modales de los modelos de losa: L-FFR y L-KR

Una manera de evaluar la similitud entre los diferentes modelos planteados para la losa es por medio de la comparación de las formas modales. Diferentes criterios pueden ser empleados, pero para los fines de este trabajo utilizaremos el “*Modal Assurance Criterion*” (MAC) (Pastor, y otros, 2012).

El MAC es un indicador estadístico sensible a las grandes diferencias y relativamente insensible a pequeñas diferencias en las formas modales (Pastor, y otros, 2012), y ofrece información adicional acerca de la concordancia entre diferentes formas modales más allá de la evaluación de las frecuencias propias.

La concordancia entre dos formas modales se determina con la expresión:

$$MAC_{r,s} = \frac{|\phi_r^T \phi_s|^2}{(\phi_r^T \phi_r)(\phi_s^T \phi_s)} \quad (4.1)$$

donde ϕ_r y ϕ_s son las dos formas modales r y s a comparar.

4.1. Comparación de los diferentes modelos de losa

Los resultados del MAC tienden a la unidad cuando existe buena correspondencia entre dos formas modales, mientras que los valores próximos a 0 indican poca o nula similitud.

Tabla 4-7: Comparación de formas modales de la losa: MAC L-KR vs L-FFR

Modos L-KR vs L-FFR	i	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	j	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1		1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2		0.00	1.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3		0.00	0.00	1.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4		0.00	0.00	0.00	0.99	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00	0.00
5		0.00	0.00	0.00	0.00	0.99	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00
6		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	0.00	0.02	0.00	0.01
7		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.97	0.00	0.02	0.00
8		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	0.03
9		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.95	0.00
10		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.93

La tabla 4-7 muestra los resultados de la comparación de las 10 primeras formas modales de la losa para los modelos L-KR y L-FFR. La parte superior indica horizontalmente los valores de i y j de la función de forma trigonométrica, y la columna de la izquierda indica el número del modo (organizados por frecuencias propias de menor a mayor) obtenidos en el modelo L-KR.

Los valores de la tabla 4-7 muestran una buena correspondencia entre las formas modales equivalentes de ambos modelos, principalmente para las 5 primeras frecuencias, donde los valores son superiores al 98 %. Los resultados correspondientes al MAC de las 20 primeras formas nodales son presentados en la sección *Anexos* (Tabla A- 1).

A partir de los resultados del MAC, se puede observar que la correspondencia entre los modos equivalentes de ambos modelos va disminuyendo a medida que aumenta el número j de las funciones de forma trigonométricas. Esto indica que la aproximación es mejor cuanto menor es el número de semi longitudes de onda del coseno que se presenta en la función.

4.1.6. Comparación de los diferentes modelos de la losa: L-FFR, L-MN y L-KR.

La comparación de los diferentes modelos de la losa (L-FFR, L-MN y L-KR) se realiza evaluando la respuesta en frecuencia como resultado de aplicar una carga unitaria. Se utiliza este criterio ya que las frecuencias propias que se obtienen en la tabla 4-2, tabla 4-3 y tabla 4-6, únicamente dan información de los modos, y no del comportamiento general de la estructura en un amplio rango de frecuencias, algo que si es posible observar en las funciones de transferencia.

Las propiedades físicas de la losa y las condiciones de contorno son las mismas señaladas en la sección 4.1.1. Para los modelos de elementos finitos (L-MN y L-KR) se emplea un tamaño de malla de $0.25\text{ m} \times 0.50\text{ m}$ en los ejes x e y respectivamente, y para el modelo L-FFR se utilizan 3 funciones del seno y 15 del coseno ($I = 3$ y $J = 15$).

El cálculo armónico se realiza para el intervalo de frecuencias entre 0 y 200 Hz, con incrementos de 0.20 Hz, y carga unitaria aplicada en las coordenadas $x = 1.50\text{ m}$ e $y = 6.00\text{ m}$ (ver fig. 4-5). La selección de la posición de la carga se hace bajo la consideración de la posible posición de las vías en la estructura.

La matriz de amortiguamiento se calcula con el método de Rayleigh a partir de un coeficiente de amortiguamiento $\zeta = 0.02$ entre $\omega_i = 10 \times 2\pi\text{ rad/s}$ y $\omega_j = 100 \times 2\pi\text{ rad/s}$.

Fig. 4-5: Esquema de losa con carga unitaria: Comparación de modelos.

Los resultados a comparar en el análisis armónico son: la respuesta en aceleración para una fila de puntos localizados en la línea central de la losa (paralelo a la longitud larga), y la respuesta de los giros para un conjunto de puntos localizadas en el extremo $x = L$ de la losa.

4.1. Comparación de los diferentes modelos de losa

Fig. 4-6: Respuesta de las aceleraciones de los diferentes modelos de losa.

La fig. 4-6 muestra los resultados de la respuesta en aceleraciones para los tres modelos de losa: L-FFR, L-MN y L-KR en diferentes puntos del centro del vano. Las gráficas muestran mayor concordancia entre los dos modelos de elementos finitos (L-MN y L-KR) que tienden a plasmar los picos de las frecuencias propias con mayor similitud en la mayoría de los puntos, y de manera más precisa para las frecuencias inferiores a los 120 Hz.

En la fig. 4-6 también se puede observar el incremento de la diferencia con el aumento de la frecuencia para todos los modelos, aunque es más acusado para el L-FFR, cuyas discrepancias empiezan a ser notables a partir de los 60 Hz, lo cual desde el punto de vista práctico no supone un gran inconveniente ya que las frecuencias naturales más importantes de la losa se encuentran en el rango entre los 25 y 50 Hz.

Fig. 4-7: Respuesta de los giros de los diferentes modelos de losa.

La fig. 4-7 muestra la respuesta de los giros en frecuencias de los modelos L-FFR, L-MN y L-KKR en diferentes puntos del extremo de la longitud larga de la losa. Los resultados presentan cierta similitud con los correspondientes a la respuesta en aceleraciones de la losa. A frecuencias inferiores a 50 Hz el ajuste es muy bueno para los tres modelos, consiguiéndose la mayor similitud en la forma de la curva en el punto central de la losa. Las diferencias más acusadas en los extremos de la losa podrían ser atribuidas a la aproximación de las funciones de forma seleccionadas para el modelo L-FFR.

Los resultados de la respuesta de la losa con diferentes espesores (0.20 m, 0.30 m y 0.40 m) son presentados en la sección *Anexos*, (Fig. A-1 a A-6), los cuales presentan comportamientos similares a los mostrados en la losa de 0.20 m. Se puede observar que, conforme aumenta el espesor se incrementan los valores de las frecuencias propias, y por tanto, los picos se deslizan hacia frecuencias superiores. Por otra parte, los diferentes modelos muestran valores similares hasta frecuencias cercanas a los 120 Hz, manteniéndose mayor cercanía entre las diferentes curvas para los puntos próximos a $y = 8.00$ m.

4.1.7. Discusión y conclusiones acerca de los modelos de losa

El objetivo fundamental de la comparación de los diferentes modelos de losa es la validación del L-FFR que se utiliza en el método propuesto para el cálculo de pasos inferiores.

La realización de los análisis de convergencia y la validación de los diferentes modelos de losa por el método de los elementos finitos (L-MN, L-MA, y L-KR) se realizó adicionalmente con los siguientes objetivos:

- a. Validar el modelo L-MN, programado y formulado en MATLAB haciendo uso de la teoría de placas de Mindlin-Reissner con su homólogo L-MA implementado en el programa comercial ANSYS.
- b. Comparar los modelos L-MN y L-KR ya que, aunque ambos están formulados con el método de los elementos finitos, parten de teorías de placas diferentes, siendo la del modelo L-KR más a fin a la teoría de desarrollo del L-FFR.
- c. El análisis y comparación de las funciones de transferencia de los modelos L-FFR, L-KR y L-MN tiene la finalidad de observar la concordancia entre los diferentes modelos, y conocer su comportamiento en los diferentes rangos de frecuencia.

La elección del modelo L-MN basado en la teoría de placas de Mindlin-Reissner para su programación en MATLAB obedece a su fácil formulación comparado con los elementos finitos basados en la teoría de Kirchhoff o los DKT presentes en ANSYS. Sin embargo, la formulación del modelo L-FFR parte de la teoría de placas de Kirchhoff y utiliza funciones de forma trigonométricas preseleccionadas para aproximar el comportamiento dinámico. Por tal razón, es importante la valoración del comportamiento de los diferentes modelos.

Cabe señalar que la diferencia principal entre las teorías de placas de Mindlin-Reissner y Kirchhoff radica en la capacidad de la primera de considerar las deformaciones transversales por cortante en el espesor de la placa, lo cual adquiere mayor importancia conforme aumenta el espesor.

En conclusión, la valoración de los diferentes modelos de placas muestra que existe muy buena concordancia para respuestas en frecuencias inferiores a los 120 Hz, principalmente para las zonas próximas a donde se esperarían las mayores solicitaciones y respuestas en la losa de pasos inferiores. Por tanto, los resultados indican que la formulación L-FFR arroja valores cercanos a los esperados en otros modelos en las franjas de frecuencia y puntos de mayor interés.

4.2. Comprobaciones del modelo del hastial

Según se ha explicado en el desarrollo del hastial, estos forman parte de la formulación de la estructura, y aportan la impedancia dinámica a la losa, que una vez resuelta, proporciona las condiciones de contorno para la obtención de los resultados en los hastiales.

Las comprobaciones del modelo de viga sobre apoyo viscoelástico (H-VVS), y cuya formulación teórica fue planteada en la sección 3.2, se realiza comparando dos enfoques diferentes:

- Modelo de viga en elementos finitos (H-FEB), formulados con la teoría de Euler Bernoulli.
- Modelo de viga basado en placas formuladas con los elementos finitos y la teoría de Mindlin-Reissner (H-FEMR).

4.2.1. Comparación de los diferentes modelos

Las propiedades físicas que se utilizan en los diferentes modelos del hastial se presentan en la siguiente tabla. La discretización del modelo de viga se realiza con elementos de 0.10 m, y en las placas de 0.10 m x 0.10 m.

Tabla 4-8. Propiedades del hastial: Comparación de modelos.

Elemento	Parámetro		Unidades	Valor
Hastial	Longitud	H	m	3.00
	Ancho	b_h	m	1.00
	Espesor	t_w	m	0.20
	Modulo Elástico	E_s	GPa	33
	Densidad	ρ	kg/m^3	2 500
	Coef. Poisson	ν		0.20
Apoyo viscoelástico longitudinal	Rigidez	k_m	MN/m^3	50
	Amortiguamiento	c_m	kNs/m^3	30
Apoyo en el Extremo	Rigidez Horizontal	K_h	GN/m	10
	Rigidez Rotacional	K_r	MN/rad	60

La comprobación de los diferentes modelos se lleva a cabo en el dominio de la frecuencia, aplicando un momento unitario y comparando la respuesta de los giros en el extremo articulado del hastial (i.e. extremo correspondiente a la interfaz losa-hastial).

4.2. Comprobaciones del modelo del hastial

En los modelos de viga la carga se aplica directamente sobre el extremo, mientras que para el modelo de placa la carga unitaria se distribuye uniformemente sobre los nodos del extremo.

Fig. 4-8: Giros en el extremo para el hastial: aplicación de un momento unitario.

La fig. 4-8 muestra los giros en el extremo articulado (en frecuencia) del modelo del hastial en el intervalo de 0 a 200 Hz, y calculados ante la aplicación de un momento unitario. Los resultados muestran que no existe diferencia significativa entre los tres modelos (considerando un ancho de viga de 1.00 m y con las discretizaciones de elementos utilizadas).

Analizando en detalle la fig. 4-8, se observa que la máxima respuesta del elemento se encuentra en torno a los 75 Hz, incluida la contribución del amortiguamiento. Los resultados la respuesta para anchos de 0.20 a 2.00 m son presentados en la sección *Anexos* (fig. A-7 a A-9), en los que se observan comportamientos similares a los presentados en la fig. 4-8, y con pocas variaciones en función del modelo de hastial.

Una vez evaluados los giros y validado el modelo de hastial, se procede a calcular la impedancia dinámica en el extremo para el modelo H-VVS.

Fig. 4-9: Impedancia dinámica en el extremo del hastial.

La fig. 4-9 muestra la impedancia dinámica en el extremo del hastial de acuerdo con las propiedades señaladas en la tabla 4-8. Se observa que la impedancia dinámica adquiere mayor importancia a partir de los 60 Hz, y se mantiene relativamente estable para frecuencias inferiores, donde se presume que se encuentran localizadas las frecuencias propias del modelo de la estructura.

4.2.2. Discusión y conclusiones acerca de los modelos de hastial.

Las comparaciones de los diferentes modelos de hastial no muestran diferencias significativas entre ellos cuando se considera cada ancho de hastial de manera particular. Por otra parte, se observa que cuanto mayor el ancho del elemento, aumenta la rigidez, incrementándose las frecuencias donde aparecen las mayores respuestas de los giros en la función de transferencia y disminuyendo su magnitud. En resumen, la selección del modelo analítico de viga sobre apoyo viscoelástico (H-VVS) muestra un comportamiento similar a los modelos de elementos finitos, ya sean considerados como vigas (H-FEB) o como placas (H-FEMR).

4.3. Estructura: Comparación de modelos

Comprobados por separado los modelos de la losa y el hastial, se procede al ensamblaje y validación del modelo dinámico de toda la estructura. Para la validación se realiza el análisis de tres modelos diferentes:

- a. Modelo simplificado en base a funciones de forma y viga sobre apoyo viscoelástico (S-FFR).
- b. Modelo de la estructura con elementos finitos basados en la formulación Mindlin-Reissner (S-MN).
- c. Modelo de los elementos finitos en base a la teoría de Kirchhoff (S-KR).

Se plantea una estructura con características similares a las más comunes que se encontrarían en un paso inferior de una línea de alta velocidad. Se aplica una carga unitaria en un punto de la losa (próximo a la posible localización de las vías), y se calcula la respuesta en frecuencias para diferentes puntos de la losa y un hastial.

4.3.1. Comparación de los diferentes modelos

Se selecciona una estructura con dimensiones de 3.00 m × 3.00 m × 16.00 m (ver fig. 4-10), con un espesor de 0.20 m en la losa y los hastiales, los cuales se consideran de hormigón con módulo elástico de 2.8 GPa, densidad de 2500 kg/m³ y $\nu = 0.20$. Los extremos del hastial se consideran empotrados para los elementos finitos, mientras que para la viga sobre apoyo viscoelástico se seleccionan los valores del muelle $K_h = 10$ GN/m y $K_r = 60$ MN/rad.

En la losa se emplea un amortiguamiento proporcional de Rayleigh con un coeficiente de $\zeta = 0.02$, definido en las frecuencias $\omega_i = 10 \times 2\pi$ rad/s y $\omega_j = 100 \times 2\pi$ rad/s. En los hastiales se considera únicamente el amortiguamiento aportado por los apoyos viscoelásticos.

Los muelles del hastial se estiman con una rigidez de 50 MN/m³ y un amortiguamiento de 5 kNs/m³. Los elementos finitos se modelaron con una discretización de malla rectangular de 0.25 m en las direcciones x y z , y 0.50 m en la dirección y ; mientras que para el modelo analítico se emplearon vigas adyacentes de 1.00 m de ancho en el modelo de hastial.

Fig. 4-10: Esquema de la estructura y los puntos de cálculo de la respuesta.

La fig. 4-10 muestra el esquema de la estructura analizada, la localización de la carga unitaria y los puntos en donde se calcula la respuesta en aceleraciones de la losa y el hastial. El análisis armónico se realiza hasta los 200 Hz con incrementos de frecuencia de 0.1 Hz.

Fig. 4-11: Aceleración de la losa: Comparación de los modelos de la estructura.

4.3. Estructura: Comparación de modelos

La fig. 4-11 muestra las funciones de transferencia de la losa en los puntos marcados en la fig. 4-10 para los modelos S-FFR, S-MN, y S-KR. Se observa bastante similitud tanto en forma como en magnitud para la respuesta en el tramo central de la estructura, aunque, para los extremos ($y = 0.50$ m) se muestran divergencias en todos los modelos a bajas y altas frecuencias, lo cual puede ser atribuido a las diferentes teorías de placas y formulaciones.

Las divergencias presentadas por los diferentes modelos en el extremo no representan un mayor inconveniente ya que los valores máximos tenderán a ocurrir en puntos localizados más próximos a la localización de las vías.

Fig. 4-12: Aceleración de los hastiales: Comparación de los modelos de estructura.

La fig. 4-12 muestra los valores de las funciones de transferencia en aceleraciones para el hastial en los puntos señalados en la fig. 4-10. Se observa cierta similitud respecto los resultados obtenidos para la losa, salvo para el punto más extremo del hastial ($y = 0.5$ m), en donde se aprecia un desajuste en un mayor rango de frecuencias, aunque en menor magnitud.

En cuanto a las frecuencias de importancia del modelo de la estructura, se ha realizado un análisis modal de la estructura en el modelo (S-MN), obteniéndose valores distribuidos entre 44 y 70 Hz para los 10 primeros modos extraídos, y cuyos valores son mostrados en la tabla 4-9.

Tabla 4-9: Frecuencias propias: Modelo S-MN

Frecuencias Propias	
Nº	(Hz)
1	43.99
2	44.87
3	47.78
4	52.70
5	59.76
6	64.03
7	64.70
8	66.96
9	69.10
10	70.88

En términos generales se puede decir, que basados en los resultados de las fig. 4-11 y fig. 4-12, el ajuste entre los modelos S-FFR, S-MN y S-KR es bástate bueno, sobre todo considerando la simplicidad del modelo analítico S-FFR.

4.3.2. Discusión y conclusiones de los diferentes modelos de la estructura

La comparación de los resultados de los diferentes modelos de losa refleja que hay una buena correspondencia entre los diferentes métodos formulados. Las diferencias más notables se observan en las zonas próximas a los extremos libres, lo cual puede ser atribuido a las diferentes teorías de placas en los elementos finitos, y a la aproximación de las funciones de forma adoptadas en el modelo simplificado de la estructura.

Cabe recordar, que el modelo simplificado de la estructura no contempla el acoplamiento lateral entre elementos adyacentes de los hastiales, más allá de la compatibilidad de giros en la interfaz losa hastial. Por otro lado, los modelos de elementos finitos han sido considerados empotrados en la base del hastial, mientras que el modelo de hastial hace uso de muelles en el apoyo, lo que indica que los valores de muelles empleados ofrecen un comportamiento similar al empotramiento.

En resumen, el modelo simplificado de la estructura demuestra comportarse de manera similar a modelos más detallados, principalmente en las zonas de mayor relevancia en frecuencia, y con la ventaja de reducir sustancialmente el tiempo de cálculo por la menor cantidad de grados de libertad que involucra la formulación.

4.4. Modelo de emisión

En esta sección se analiza la cantidad mínima de traviesas y la discretización de los carriles (número de elementos entre cada traviesa) necesarios para caracterizar la fuerza del balasto (i.e. la carga que se transmite a la estructura). La influencia de los demás parámetros: irregularidad, masa no suspendida, etcétera, serán discutidos en la parte correspondiente al ajuste del modelo.

El análisis de convergencia de la vía se hace bajo las consideraciones de tres tipos de trenes (cuyas cargas y distribuciones de ejes son expuestos en la sección 6.1.1). Se selecciona una velocidad de circulación de acuerdo con la velocidad máxima de cada tipo de tren, y se hacen circular las cargas de los trenes sobre los carriles en un análisis transitorio para calcular las solicitaciones que se transmitirían a la estructura.

Obtenidas las fuerzas del balasto, se realiza el cálculo de la densidad espectral con el método Welch y una ventana Hamming de 0.1 segundos para obtener valores medios en intervalos de frecuencias de 10 Hz y analizar los resultados gráficamente.

En el modelo de emisión se varía el número de traviesas o la discretización de los carriles según el análisis de convergencia que se desea realizar. Se considera una irregularidad única para cada tipo de tren con una rugosidad de referencia $G_{rr}(\eta_0) = 2 \times 10^{-8} \text{ m}^3$ y una pendiente de la densidad espectral de acuerdo con $\gamma = 3.5$. La masa no suspendida del tren se fijó en 1 000 kg y las velocidades consideradas para los trenes S102, S121 y S130 fueron 300, 250 y 200 km/h respectivamente. Los parámetros de la sujeción del carril (*railpad*) se mantienen según valores de vía en España (Vega, y otros, 2012) $k_{rp} = 100 \text{ MN/m}$ y $c_{rp} = 15 \text{ kNs/m}$. Las propiedades del balasto y capas inferiores se fijaron en $k_b = 100 \text{ MN/m}$ para la rigidez y $c_b = 100 \text{ kNs/m}$ para el amortiguamiento.

4.4.1. Determinación del número de traviesas

Para determinar el número adecuado o mínimo de traviesas a utilizar en el modelo de emisión, se fija previamente la discretización de los elementos vigas con un tamaño de 6 mm (100 elementos por cada 0.60 m), y se varía el número de traviesas.

Los valores considerados para el análisis son: 10, 20, 40, 60, 80 y 100 traviesas por cada análisis.

Fig. 4-13: PSD de la fuerza en el balasto: diferente número de traviesas.

La fig. 4-13 muestra la densidad espectral de la fuerza en el balasto para una de las traviesas centrales discriminando los tres tipos de trenes (S102, S121 y S130 respectivamente). Las gráficas muestran que con 40 traviesas (equivalente a 24 m de longitud de vía) se obtienen unos valores de fuerza en el balasto con diferencias mínimas en las densidades espectrales, respecto a los valores superiores, principalmente para los trenes S121 y S130.

4.4.2. Ajuste del número de elementos viga

La selección del número adecuado de elementos para la discretización del carril se hace fijando el número de traviesas en el valor máximo del análisis en la sección anterior (100 traviesas), y cambiando la discretización del carril. Es importante señalar, que la discretización de la vía puede o no estar relacionada con el paso del tiempo, pero es necesario que su ajuste sea un compromiso tal que, permita que la posición de la masa no suspendida sea conectada al carril en un punto coherente para cualquier intervalo de tiempo, además de que el número de elementos de la discretización no sea excesivo, ya que estos influyen directamente en el tamaño de las matrices estructurales de la vía, y por tanto en los tiempos de cálculo.

Para el análisis se varía la discretización de la vía considerando 10, 20, 40, 60, 80, y 100 elementos vigas entre cada dos traviesa.

Fig. 4-14: PSD de la fuerza en el balasto: diferente discretización del carril.

Los resultados del análisis para las diferentes discretizaciones del carril pueden observarse en la fig. 4-14. Las gráficas muestran que el número de elementos afecta las densidades espectrales de la fuerza del balasto, pero en términos generales para altas frecuencias (más de 75 Hz). Los resultados muestran que con un número de 40 elementos entre traviesas podría ser suficiente para la caracterización correcta de la fuerza en el balasto.

4.4.3. Conclusiones respecto a la discretización de la vía

El análisis del número de traviesas demuestra que, a partir de 24 m de longitud de vía (40 traviesas) se puede caracterizar adecuadamente la fuerza del balasto producida por los tres tipos de trenes en la traviesa central. De estos resultados se puede deducir que la influencia de la longitud del tren no es relevante, pues no se observa diferencia notable entre los trenes S102 y S130 con longitudes cercanas a los 200 m respecto a los S121 de casi 100 m. En cuanto a la discretización del tamaño de elementos en la vía, los resultados varían en función del tipo de tren, que a su vez están relacionados con la velocidad, pudiéndose lograr buenos resultados en todos los trenes con un tamaño de elemento de 1.50 cm para el modelo de los carriles.

PARTE III

ENSAYOS, AJUSTES DEL MODELO Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Capítulo 5. Estructura, ensayos e instrumentación

Una vez definidos los conceptos teóricos referentes a los modelos de emisión y la estructura, se presenta el paso inferior sobre el cual se ha realizado una campaña de ensayos, y cuyos datos serán utilizados en la calibración del modelo simplificado propuesto en esta tesis. La estructura analizada se encuentra ubicada en la línea de alta velocidad Segovia-Valladolid, y sus características se presentan en las siguientes secciones.

5.1. Descripción de la línea de alta velocidad Segovia-Valladolid.

En la línea de trenes de alta velocidad entre Segovia y Valladolid, se presentan 109 marcos rectangulares de un total de 131 estructuras semienterradas, el resto incluye pórticos de bóveda (5), pórticos rectangulares (7) y tubos (10).

Los marcos rectangulares se distribuyen en tres grupos: el primero formado por estructuras de hasta 3 metros de ancho y altura, cuyas funciones principales son de paso (fauna, cruces de escaso tránsito, etcétera) y drenaje; el segundo grupo lo conforman marcos de 8 metros que son empleados como cruce de caminos; y el último grupo está formado por estructuras de entre 10 y 12 metros utilizadas principalmente como pasos de carreteras.

La línea de ferrocarril está equipada con dos vías (una por cada sentido), carriles UIC-60 y ancho internacional (1 435 mm), con traviesas pretensadas de hormigón colocadas cada 0.60 m. El espesor del balasto en promedio es de 0.35 cm, y la plataforma o montera variable en función de las condiciones del terreno.

5.2. Descripción de la estructura

La selección de la estructura para la campaña de ensayos se realizó tomando en cuenta la facilidad de acceso para la instrumentación, que el tipo de estructura fuera de las más comunes en la línea de alta velocidad, y por último, que la cantidad de material y espesor de la plataforma o montera no superase el límite que rige en la aplicación de la *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril* (IAPF-07) (Secretaría de Estado de Infraestructura del Transporte, 2007).

Fig. 5-1: Esquema de estructura tipo ensayada.

La fig. 5-1 muestra el esquema de la estructura de 3.00 m x 3.00 m sobre la que se ha realizado el ensayo. El marco está formado por ocho módulos cuadrados prefabricados de 2.00 m de longitud y espesor de 0.20 m, con juntas entre los módulos que garantizan la continuidad de los elementos. La localización de los sensores en la estructura en el ensayo es presentada en la tabla 5-1.

Tabla 5-1. Localización de los sensores en la estructura.

Sensor	Coord. X (m)	Coord. Y (m)	Coord. Z (m)	Respuesta media en el sensor
I	1.50	13.00	3.00	z-Acel.
J	1.50	9.00	3.00	z-Acel.
K	1.50	3.00	3.00	z-Acel.
L	3.00	13.00	1.80	x-Acel.
M	3.00	9.00	1.99	x-Acel.
N	3.00	3.00	1.80	x-Acel.

Fig. 5-2: Fotografía de la estructura en el ensayo.

La fig. 5-2 muestra la fotografía del paso inferior instrumentado en el ensayo. Se observa en la imagen el peto, barandillas y las manguardias o aletas, los cuales no son considerados en el modelo.

5.3. Instrumentación

Para conseguir los resultados experimentales en la estructura durante el paso de los trenes, fue necesaria utilización de un conjunto de equipos organizados y conectados en lo que constituyen la cadena de medida. La fig. 5-3 muestra el esquema de los elementos de la cadena de medida y su disposición durante los ensayos.

Fig. 5-3. Esquema de la cadena de medida.

A continuación, se procede a describir cada uno de los elementos utilizados en la cadena de medida.

5.3.1. Acelerómetros

Se han utilizado dos modelos de acelerómetros piezoeléctricos de alta sensibilidad con rango de medición de $\pm 5g$ y con sensibilidad de 1000 mV/g. Los dos modelos son:

- Endevco 7754-1000, con un ancho de banda hasta 1 kHz.
- PCB 393A03, con un ancho de banda hasta 6 kHz

Fig. 5-4: Acelerómetro instalado en la estructura.

En la fig. 5-4 se muestra un sensor Endevco instalado en la losa de la estructura (sensor K).

5.3.2. Acondicionadores de señal

Los acondicionadores se encargan de recibir las señales desde los sensores y adecuarlas para que sean registradas. Estos dispositivos permiten la eliminación de posibles interferencias, linealización, filtrado y amplificación de las señales. Para el ensayo se han utilizados los siguientes modelos de acondicionadores:

- ROGA PA-3000. Acondicionador de señal IEPE de 3 canales. Incluye filtro paso bajo en 1 kHz y amplificador de voltaje integrado con ganancias seleccionables discretas: 0-20-40 dB.
- Endevco modelo 133 de tres canales, con filtro paso bajo en 1 kHz y amplificador de voltaje con ganancias seleccionables hasta 60 dB.

5.3.3. Adquisición de datos y digitalización

La señal analógica de salida de los acondicionadores y amplificadores ha de ser registrada para su posterior análisis. El proceso de registro se realiza digitalizando la señal por medio de un sistema de adquisición de datos y una tarjeta conectada a un ordenador.

Fig. 5-5: Acondicionadores, sistemas de adquisición y ordenadores.

La digitalización consiste en la discretización de la señal analógica sobre los dos ejes de medidas: el eje temporal y el eje del nivel de medida. Sobre el eje temporal se fija la frecuencia de muestreo en función del rango de medida en frecuencia que se desea, mientras que sobre el eje del nivel interviene la calidad del sistema de adquisición.

La fig. 5-5 muestra marcado con un rectángulo uno de los dos sistemas de adquisición empleados en este estudio, y con un ovalo a la derecha se observan dos acondicionadores Endevco.

El sistema de adquisición de datos empleado en el ensayo es:

- National Instruments NI DAQ-Pad 6015 de 8 canales diferenciales, 200 kS/s y 16 bits.

Se ha utilizado una tarjeta de 16 bits que representa 2^{16} posiciones en la que se discretiza el rango establecido para el eje vertical, que en los ensayos fue de ± 10 V. Es importante seleccionar adecuadamente estos valores, porque cuando el nivel del voltaje supera el rango establecido la señal se satura y la medida se vuelve inservible.

Para el registro digital de los datos se emplea el programa LabVIEW de National Instruments basado en un lenguaje de programación gráfica. Los registros consisten en los niveles de voltaje capturados por el sistema de adquisición, los cuales se debe transformar a una magnitud física (aceleración), tomando en consideración la sensibilidad del sensor utilizado y la amplificación en la transmisión de la señal a través de los acondicionadores.

La aplicación desarrollada para este trabajo con LabVIEW realiza la conversión de voltaje a aceleración automáticamente, registrando los datos en unidades de aceleración (m/s^2).

5.3. Instrumentación

Fig. 5-6: Aplicación de LabVIEW usada en la adquisición de datos.

La fig. 5-6 muestra los dos paneles que forman la aplicación, en el primer panel (izquierda) se definen los parámetros de la adquisición, y en el segundo se pueden ver en tiempo real las mediciones de los sensores. Los parámetros que se definen en la adquisición son:

- Frecuencia de muestreo
- Rango de voltaje de la tarjeta
- Número de canales a utilizar para la adquisición de datos
- Rutas y ficheros donde se guardan los datos en el ordenador
- Ganancia de cada canal

Fig. 5-7: Esquema de programación gráfica de LabVIEW (Fernandez Martinez, 2015).

La fig. 5-7 muestra un esquema de la programación gráfica que se emplea en LabVIEW similar a la aplicación desarrollada en la toma de datos experimentales utilizados en este trabajo.

Además de los equipos empleados (acelerómetros, acondicionadores, sistema de adquisición y ordenadores) se utilizan materiales auxiliares tales como: cableado y baterías para la interconexión y alimentación de los equipos, elementos para la fijación de los sensores, iluminación, radiotransmisores para comunicación del personal, etcétera.

5.4. Adquisición y tratamiento de datos experimentales

Una vez instrumentada la estructura se puso en marcha la cadena de medida, la cual registró datos de manera continua durante día y medio, pudiéndose determinar en base a las frecuencias y pasos de trenes, que la vía era utilizada fundamentalmente por tres tipos de trenes comerciales clasificados de la siguiente manera:

Tabla 5-2. Tipos y frecuencias de trenes comerciales en la vía Segovia-Valladolid.

Código RENFE	S-102	S-121	S-130
Código comercial	Talgo 350	ATPRD	Talgo 250
Velocidad máxima (km/h)	330	250	250
Trenes dirección Segovia	3	6	14
Trenes dirección Valladolid	3	6	12

Otro tipo de tren que hizo uso de la vía durante la realización de las pruebas de campo fue un tren de mercancías, pero debido a que solo tuvo una frecuencia por sentido durante la campaña de medida, y que no poseen una configuración estándar (varía el número de locomotoras y vagones en función de las necesidades de carga) no es objeto de estudio en esta tesis.

El software LabVIEW crea registros que se van cortando según la extensión, por lo que quedan registradas las historias temporales de aceleraciones en diversos archivos. El primer paso en el tratamiento de datos consiste en la identificación y aislamiento del paso de cada tren en los registros. Esto se debe principalmente a que el tiempo de paso es mínimo en comparación con la extensión total de los registros almacenados y reduce considerablemente el volumen de datos a manipular.

Después que cada tren es identificado y aislado en un archivo independiente (por facilidad y reducción del volumen total de datos), se procede al filtrado de la señal para limpiar cualquier interferencia indeseada que contenga. Para la recolección de los datos experimentales se utilizó una frecuencia de muestreo de 4 096 Hz, con un filtro *anti-aliasing* con una frecuencia de corte de a 1 kHz. Posteriormente la frecuencia de muestreo fue decimada por un factor de 4 y se aplicó finalmente un filtro paso-alto a 1 Hz.

Fig. 5-8: Aceleraciones experimentales: Tren S130 destino Segovia a 190 km/h.

La fig. 5-8 muestra el registro de aceleraciones decimado y filtrado correspondiente a un tren S-130 que viaja en el sentido Valladolid-Segovia a 190 km/h. La localización de los sensores aparece indicada en la fig. 5-1 y la tabla 5-1.

Se puede observar en la fig. 5-8 que los niveles máximos de aceleraciones se presentan en los sensores J y M correspondientes a la losa y al hastial respectivamente, y localizados en la zona más próxima a la vía. En la losa se producen niveles de aceleración es de casi el doble, comparado con los valores en los sensores de los hastiales. Se puede notar claramente en los registros de los sensores I, J y M el paso de cada uno de los ejes del tren, ocasionando picos de aceleraciones que se atenúan rápidamente hasta el paso del siguiente eje.

Fig. 5-9: Aceleraciones experimentales: Tren S121, destino Valladolid a 230 km/h.

La fig. 5-9 muestra el registro de aceleraciones correspondiente a un tren S121 en doble composición que viaja de Segovia a Valladolid a 230 km/h. Es evidente que las máximas aceleraciones ocurren en el sensor K localizado más próximo a la vía utilizada por el tren. También puede observarse que, aunque el tren viaja en doble configuración, la influencia de la localización de los ejes y magnitudes de aceleraciones se mantienen más o menos constante desde la entrada hasta la salida del tren, por lo que se puede inferir que tal configuración afecta más a la extensión del registro que a la magnitud de las aceleraciones.

Comparando los datos de las fig. 5-8 y fig. 5-9 se observa que los mayores valores de aceleraciones son obtenidos en la losa, mientras que en los hastiales se obtienen valores del orden de la mitad de los correspondientes a la losa.

Fig. 5-10: Aceleraciones en los sensores J y K de la fig. 5-8 y fig. 5-9.

La fig. 5-10 muestra los registros de máximas aceleraciones en la losa correspondiente a las fig. 5-8 y fig. 5-9. En la figura se hace evidente el paso de cada uno de los ejes de cada tren por el sensor correspondiente. Además, se puede observar que a la llegada del tren a la estructura, la influencia de las vibraciones comienza a notarse aproximadamente 0.25 s antes de valor máximo correspondiente al primer eje, mientras que a la salida del tren los niveles de aceleración se atenúan considerablemente a partir de los 0.5 s, produciendo distancias de influencia de entre 20 y 40 metros mientras el tren se acerca y se aleja de la estructura respectivamente.

Fig. 5-11: PSD de las aceleraciones de los trenes en las fig. 5-8 y fig. 5-9.

La fig. 5-11 muestra las densidades espectrales (PSD) de los registros de aceleraciones de los trenes S130 y S121 correspondientes a las fig. 5-8 y fig. 5-9. Las PSD fueron calculadas con el método Welch, con una ventana Hamming de 0.20 segundos (incrementos de frecuencia de 5 Hz) y un solape del 50%. Se ha elegido una ventana pequeña para tener una resolución en frecuencia bastante amplia y poder suavizar las curvas.

Se puede observar en la fig. 5-11 y en cada uno de los sensores que la mayor cantidad de energía se localiza en la banda entre 0 y 120 Hz. Esto indica que la influencia de las frecuencias más allá de los 200 Hz no es tan significativa en el nivel de aceleración que experimenta la estructura.

Fig. 5-12: Aceleración máxima en cada sensor según la velocidad y tipo de tren.

La fig. 5-12 muestra los valores máximos de aceleraciones experimentados en cada sensor en función de la velocidad, tipo y destino del tren. El máximo valor de aceleración se presenta en la losa en el sensor J para un tren S130 con destino a Segovia (lo cual es coherente con la localización de los sensores). De igual manera, la máxima aceleración que se mide en el hastial corresponde a un tren S130 con destino Segovia, aunque a diferente velocidad, lo que indica que el máximo valor de la losa no corresponde al máximo valor del hastial, aunque si existe relación entre las medidas de ambos grupos de sensores.

Existe una gran amplitud en los datos de aceleraciones máximas de los trenes S130, los cuales presentan una mayor frecuencia de paso. Sin embargo, de los trenes S102 y S121 la dispersión es mucho menor y presentan muy poca frecuencia de paso, pudiendo ser el mismo tren que circula en horarios y sentidos diferentes.

Fig. 5-13: Aceleraciones máximas respecto a la posición de la vía.

La fig. 5-13 muestra las aceleraciones máximas en la losa y el hastial de cada uno de los sensores, con posición relativa a la vía, discriminando únicamente por el sentido (Valladolid o Segovia). Se observa en la figura claramente que los valores máximos ocurren en el sensor más próximo a la vía, mientras que para el sensor más alejado la influencia es mínima.

Es previsible que mediciones justo debajo de la posición de las vías arrojen niveles de aceleraciones superiores a los registrados en los sensores, ya que se observa un marcado aumento de los niveles máximos de aceleraciones conforme disminuye la distancia a la vía.

Capítulo 6. Evaluación de los parámetros del modelo numérico

La organización de este capítulo se ha estructurado en dos partes: primero, la valoración individual de cada uno de los componentes del modelo global (parámetros de emisión, losa y hastial), para determinar su influencia como acción; y segundo, los parámetros de manera global de la estructura para el ajuste con los datos experimentales.

La evaluación individual de cada uno de los componentes del modelo global permite conocer su influencia como acción (para el modelo de emisión), y la respuesta en la estructura (para los componentes de la losa y el hastial). Si bien es cierto que algún parámetro podría incidir en el comportamiento de otro, debido a la cantidad de variables que han de considerarse para el ajuste del modelo, la valoración conjunta de todos los elementos resulta poco práctica desde el punto de vista del manejo de datos y comparaciones.

6.1. Caracterización de los trenes y la estructura

El paso previo a la determinación de la influencia de cada uno de los parámetros del modelo de emisión o la estructura, es la caracterización de la carga móvil de los trenes y la elección de un número adecuado de simulaciones, que permita obtener un resultado adecuado optimizando el tiempo de cálculo.

6.1.1. Definición de los trenes: Cargas y dimensiones

Como se explica en la sección 5.4 (*Adquisición y tratamiento de datos experimentales*), durante el estudio y las pruebas de campo, la vía fue utilizada principalmente por tres tipos de trenes de alta velocidad: S102, S121 y S130, cuyos esquemas de distribución de ejes y cargas son mostrados en la fig. 6-1.

Para la aplicación de las cargas de los trenes en el modelo de emisión, el peso transmitido por cada eje es distribuido entre ambos carriles (de manera simétrica), considerando los grados de libertad correspondientes a las masas móviles no suspendidas en el modelo de emisión (ver fig. 3-9).

Fig. 6-1: Esquemas de los Trenes S102, S121 y S130.

6.1.2. Definición de la losa equivalente

La losa de la estructura posee en la parte superior la capa de forma y el balasto que soportan las vías. La contribución de estos elementos se toma en cuenta con la adopción de una losa equivalente con las propiedades mecánicas del hormigón.

La losa equivalente se calcula a partir de la teoría de secciones compuestas, para adoptar un espesor, a partir del cual, se calcula una densidad que incluya la masa de todos los elementos que componen la nueva sección.

6.1.2.1. Espesor equivalente t_{eq}

El espesor equivalente se calcula a partir de las secciones de la losa de hormigón, la capa de forma y el balasto. Para el cálculo de la sección compuesta se hace una simplificación como se muestra más adelante en la fig. 6-2.

Fig. 6-2: Sección de la losa en la estructura a) Real; b) Simplificado.

La losa que se utiliza para el cálculo dinámico posee las características mecánicas del hormigón, por lo que se calcula el cociente e entre el módulo de elasticidad de los materiales respecto al hormigón, tanto para la capa de forma como para el balasto, de manera que:

$$e_{b,cf} = \frac{E_{b,cf}}{E_h}, \quad (6.1)$$

los subíndices b y cf indican si el valor corresponde al balasto o a la capa de forma, y h al hormigón.

Si se consideran las áreas del balasto y la capa de forma transformadas por el cociente del módulo de elasticidad: $A_{b,cf} = e_{b,cf} \cdot A_{b,cf}^0$, siendo $A_{b,cf}^0$ el área original. El baricentro z_g de la sección compuesta se obtiene como:

$$z_g = \frac{A_h z_1 + A_{cf} z_2 + A_b z_3}{A_T}, \quad (6.2)$$

donde z_i corresponde al baricentro de cada material i .

La inercia de la sección transformada se calcula a partir del Teorema de los Ejes Paralelos, de manera que la inercia total será la suma de la contribución de la correspondiente a cada elemento:

$$I_T = \sum I_i + A_i d_i^2, \quad (6.3)$$

en donde d_i corresponde a la distancia entre el centro geométrico de la sección compuesta y el centro geométrico del material ($d_i = z_g - z_i$). La inercia de cada material se calcula como $I_i = b_i h_i^3 / 12$.

Por último, el espesor equivalente se calcula considerando la nueva sección totalmente rectangular a partir de la inercia total calculada, por tanto, el espesor de la sección equivalente viene dado por:

$$t_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 I_T}{b}}. \quad (6.4)$$

6.1.2.2. Densidad equivalente ρ_{eq}

La densidad equivalente se define para que la nueva losa, cuyo espesor fue calculado en la sección anterior, contenga la misma masa que la de la suma de los elementos que la componen, de manera que:

$$\rho_{eq} = \frac{\sum \rho_i A_i}{A_{eq}}, \quad (6.5)$$

donde ρ_i corresponde a la densidad de cada uno de los elementos (losa, capa de forma y balasto) y A_{eq} es el área de la sección transversal equivalente.

6.1.2.3. Cálculo de la losa equivalente

Para el cálculo de la losa equivalente se presentan las propiedades de la losa de hormigón, capa de forma y el balasto en la tabla 6-1. Las dimensiones de las secciones son mostradas en la fig. 6-2.

Tabla 6-1: Propiedades de los elementos de la superestructura				
Elemento	Propiedades		Unidades	Valor
Losa (Hormigón)	Espesor	t_s	m	0.2
	Modulo elástico	E_s	GPa	33
	Densidad	ρ	kg/m^3	2 500
	Coef. de Poisson	ν	-	0.2
Capa de forma (Suelo compactado)	Espesor	t_p	m	0.60
	Modulo elástico	E_p	MPa	194
	Densidad	ρ_p	kg/m^3	1 800
Balasto	Espesor	t_b	m	0.35
	Módulo elástico	E_b	MPa	280
	Densidad	ρ_b	kg/m^3	1 800

El cálculo del espesor de la losa equivalente según lo planteado en la sección 6.1.2.1, arroja un valor $h = 30.58$ cm, por lo que para fines prácticos se utilizará un espesor equivalente de losa $h \equiv 30$ cm.

De manera análoga, a partir del nuevo espesor y de acuerdo con lo propuesto en la sección 6.1.2.2 se obtiene una densidad equivalente de la losa de $6\,005$ kg/m³.

6.1.3. Parámetros base o nominales del modelo de emisión y la estructura

Para determinar la influencia de cada uno de los parámetros del modelo global propuesto, se ha de establecer un conjunto de parámetros base o nominales para fijar una solución de referencia, a partir de la cual se evalúa la influencia de las diferentes variables.

Partiendo del estudio independiente del conjunto de variables y por comparación de los datos experimentales se procede al ajuste del modelo numérico.

Los parámetros son agrupados en tres grupos según la ubicación del elemento que le contiene: emisión, losa y hastial. Los valores base del modelo de emisión son presentados en la tabla 6-2, los correspondiente a la losa equivalente en la tabla 6-3 y los del hastial en la tabla 6-4.

Tabla 6-2: Valores base de las propiedades del modelo de emisión.

Elemento	Propiedades	Unidades	Valor
Masa no suspendida (Rueda)	Masa M_r	kg	1 000
Contacto rueda-carril (Hertz)	Rigidez k_{Hertz}	GN/m	1.875
	Amortiguamiento c_{Hertz}	kNs/m	34.63
Carril (60E1)	Módulo elástico E	GPa	210
	Densidad ρ	kg/m^3	7 850
	Coefficiente de Poisson ν	-	0.3
	Área sección A	cm^2	76.70
	Inercia I	cm^4	3 038.3
Almohadilla de sujeción (<i>railpad</i>)	Rigidez k_{rp}	MN/m	100
	Amortiguamiento c_{rp}	kNs/m	15
Traviesas	Masa m_s	kg	330
	Separación S_s	cm	60
Balasto	Rigidez k_b	MN/m	100
	Amortiguamiento c_b	kNs/m	100
Perfil de irregularidad	Rugosidad ref. $G_{rr}(\eta_0)$	m^3	1×10^{-7}
	Exponente γ	-	3.5
	Ángulo de fase Δ_η	rad	$-\pi \leq \Delta_\eta \leq \pi$
	Núm. freq. espaciales ηT	-	4 096

6.1. Caracterización de los trenes y la estructura

Tabla 6-3: Valores base de las propiedades de la losa equivalente.

Elemento	Propiedades		Unidades	Valor
Losa equivalente ¹	Espesor	t_{eq}	m	0.30
	Modulo elástico	E	GPa	33
	Coef. de Poisson	ν	-	0.2
	Densidad	ρ	kg/m^3	6 005

Tabla 6-4: Valores base de las propiedades de los hastiales.

Elemento	Propiedades		Unidades	Valor
Hastial	Espesor	t_w	m	0.2
	Módulo elástico	E_s	GPa	33
	Densidad	ρ	kg/m^3	2 500
Apoyo Viscoelástico	Rigidez	k_m	MN/m^3	50
	Amortiguamiento	c_m	kNs/m^3	30
Apoyo Extremo Hastial	Rigidez muelle Horizontal	K_h	GN/m^2	10
	Rigidez muelle rotacional	K_r	$\frac{MN}{rad \cdot m}$	60

El amortiguamiento que se emplea en la losa es del tipo proporcional (Amortiguamiento de Rayleigh), con $\zeta = 0.05$, con una frecuencia inicial en 20 Hz y la final en los 100 Hz.

El número de traviesas y la discretización de la vía se analizaron en la sección 4.4 (*Modelo de emisión*), por lo que como parámetro base se utilizan un total de 60 traviesas y un tamaño de malla en el carril de 10 mm (60 elementos entre traviesas). Los trenes que se consideran circulando sobre la vía son presentados en la tabla 6-5, y los valores de velocidad fueron obtenidos como el promedio de la velocidad de cada tipo de tren durante los ensayos.

Tabla 6-5: Trenes tipo y velocidades base

Tipo de Tren	Velocidad (km/h)
S102	300
S121	240
S130	200

¹ Los valores de losa equivalente son calculados en la sección 6.1.2.

Para el análisis transitorio del modelo de emisión se ha seleccionado el método de Newmark con aceleración constante, y el paso de tiempo de 2×10^{-4} s.

Para fines de determinar la influencia de los parámetros, el cálculo de la respuesta de la estructura se hace en los puntos señalados en la fig. 6-3, los cuales corresponden a los puntos de localización de los sensores en la estructura de ensayo, a la cual se hace referencia en la tabla 5-1 (*Localización de los sensores en la estructura*).

Fig. 6-3: Puntos de evaluación de la respuesta: parámetros base e influencia.

Para poder establecer la comparación de todos los parámetros, el tren se considera viajando en un único sentido (Valladolid), y se evalúa la densidad espectral (Power Spectral Density, PSD) de la respuesta en aceleraciones y la fuerza del balasto, calculada con el método Welch, considerando una ventana Hamming de 0.20 s (incrementos de frecuencia de 5 Hz) y un solape del 50%.

6.1.4. Efecto de la irregularidad y definición del número de simulaciones

En este apartado se estudia la influencia de la irregularidad de la vía sobre la carga transmitida a la estructura y su respuesta. En primer lugar, se analiza la influencia de la irregularidad en los carriles y su comportamiento comparado con un modelo similar sin irregularidad. Posteriormente se estudia el número mínimo de simulaciones necesario para generalizar la respuesta del tren.

6.1.4.1. Comparación de la carga por eje y el efecto de la irregularidad

En el estudio del paso del tren sobre la vía se considera el modelo de irregularidad de vía planteado en la sección 2.1.2 para caracterizar las imperfecciones del carril, que

6.1. Caracterización de los trenes y la estructura

influyen en el comportamiento dinámico del modelo de emisión y por tanto en la respuesta de la estructura.

En esta sección se analiza el comportamiento de la irregularidad sobre las cargas que trasmite el balasto y como estas afectan la respuesta de la estructura.

Fig. 6-4: PSD de la fuerza en el balasto: sin irregularidad y con irregularidad.

La fig. 6-4 muestra la PSD de la fuerza en el balasto de una de las traviesas centrales para los diferentes tipos de trenes y considerando un único carril, la línea negra corresponde al paso del tren sobre una superficie totalmente lisa (*sin irregularidad*) y las líneas grises representan diferentes perfiles de irregularidad.

Se puede observar que la influencia de la irregularidad es prácticamente irrelevante para frecuencias inferiores a 40 Hz, lo que implica que a bajas frecuencias la respuesta está gobernada por la carga constante (carga de cada eje del tren). Sin embargo, para frecuencias superiores a los 40 Hz se observa que la irregularidad adquiere importancia respecto de la carga constante de cada eje.

Fig. 6-5: PSD de la respuesta de la estructura: con irregularidad y sin irregularidad.

La fig. 6-5 muestra la PSD de la respuesta en aceleración para el centro de la losa y el hastial considerando varios perfiles de irregularidad y el caso sin irregularidad. La línea negra corresponde a este último caso, mientras que las grises ilustran 10 simulaciones diferentes. Se puede observar en la figura que la influencia de la irregularidad en la respuesta de la estructura es importante, sobre todo si se compara con la fuerza en el balasto de la fig. 6-4, aunque cabe destacar que la respuesta de la estructura incluye el aporte de las fuerzas de ambos carriles.

El incremento de la respuesta de la estructura es coherente con los resultados observados en las fig. 4-11 y fig. 4-12, en donde se analizó la respuesta comparando diferentes modelos de estructura.

6.1.4.2. Definición del número de simulaciones del paso del tren

El número de simulaciones se refiere al número de análisis o casos de un tren específico a una velocidad concreta, en donde varía el conjunto de perfiles de irregularidad de la vía para cada rueda del tren y caso.

La definición del número de simulaciones es importante a la hora de evaluar la influencia de algún parámetro y/o la respuesta de la estructura, ya que se deberá elegir

6.1. Caracterización de los trenes y la estructura

un conjunto de casos que sea representativo de la realidad del problema, tomando en consideración que el análisis transitorio del paso del tren es lo que más tiempo computacional demanda.

Para obtener el número óptimo de trenes, se realiza un total de 500 simulaciones para cada uno de los tres tipos de trenes (S102, S121 y S130) con las velocidades señaladas anteriormente en la tabla 6-5. Las simulaciones realizadas se analizan por grupos en ambos carriles para así evaluar el número conveniente de casos que habría que utilizar. Los resultados se muestran en tres representaciones diferentes:

- PSD con resolución en frecuencia de 1 Hz.
- PSD con resolución en frecuencia de 5 Hz.
- Representación en espectro de tercios de octava.

Los resultados se agrupan en conjuntos de 5, 10, 20, 50 y 500 simulaciones, de los cuales se extrae el valor medio y se compara gráficamente con la generalidad de los casos.

Fig. 6-6: Fuerza en el balasto para 500 simulaciones: tren S121 a 240 km/h.

La fig. 6-6 muestra los valores de la PSD de la fuerza del balasto correspondiente a la traviesa central para el tren S121 a 240 km/h. Las líneas negras corresponden a los valores medios (una por cada carril) del grupo de 500 simulaciones, y el conjunto de líneas grises representa el valor de cada una de las 500 simulaciones para ambos carriles (1 000 líneas mostradas). Los resultados correspondientes a todos los trenes son presentados en la sección *Anexos* (Fig. A-11 a A-13).

Los resultados gráficos de la PSD de la fuerza en el balasto para la traviesa central indican que no existen diferencias considerables en el valor medio de las 500 simulaciones para los dos carriles que conforman la vía, pues se observa un solape entre ambas líneas con diferencias casi imperceptibles.

Por otra parte, se evidencia que el tipo de representación o escala del eje horizontal (discretización en frecuencia) afecta la dispersión de los datos, pues para una discretización en frecuencia de 1 Hz el ancho de banda de las simulaciones es mayor respecto de la discretización de 5 Hz o la representación en tercios de octavas.

De manera análoga, se ha calculado la respuesta en aceleraciones para la losa y el hastial en los puntos centrales y se representan gráficamente con las diferentes resoluciones en frecuencia.

Fig. 6-7: PSD de la respuesta de la estructura para 500 simulaciones: tren S121 a 240 km/h.

La fig. 6-7 muestra la PSD de la respuesta en aceleraciones y el valor promedio, de los puntos centrales de la losa y el hastial para un grupo de 500 simulaciones. Estos valores han sido calculados considerando un tren S121 a 240 km/h. Las figuras correspondientes a todos los trenes son presentadas en la sección *Anexos* (Fig. A-14 a A-16).

Los resultados obtenidos en las gráficas son concordantes con los correspondientes a la fuerza del balasto en cuanto a la dispersión de los datos y representación en frecuencia. Para una representación más entendible se descartan en lo adelante la resolución en frecuencia de 1 Hz y los tercios de octava (para fines de análisis de los parámetros del modelo), siendo seleccionada la representación de 5 Hz por arrojar valores intermedios.

6.1. Caracterización de los trenes y la estructura

Como se muestra en las fig. 6-6 y fig. 6-7, el sistema de representación de la PSD afecta la dispersión de los resultados, por lo que evaluar el número de simulaciones en base a tales dispersiones es complicado. Parámetros estadísticos como la desviación estándar podrían variar en función de la representación en frecuencia. Por ello, es necesario seleccionar el número de simulaciones en función de un parámetro más fiable sin perder de vista el enfoque fundamental del presente trabajo (un método simplificado para el cálculo de pasos inferiores).

Una manera más sencilla y práctica para abordar el número adecuado de simulaciones es con la evaluación del promedio de la PSD, ya que este es representativo de todos los casos independientemente de la resolución en frecuencia.

Fig. 6-8: PSD promedio en aceleraciones: diferentes números de simulaciones.

La fig. 6-8 muestra el promedio de la PSD de la respuesta en aceleraciones del centro de la losa para diferentes números de simulaciones y con una resolución en frecuencia de 1 Hz. Se puede observar en la gráfica que si se considera un único caso la curva difiere bastante de la del promedio de 500, sin embargo, para grupos reducidos (tan pequeño como 5) la media del conjunto tiende al valor medio de 500 simulaciones.

Para determinar si la tendencia a la media es coherente sin importar que casos se seleccionan, se evalúa la agrupación en diferentes conjuntos aleatorios de 20 simulaciones (ya que 20 aparece prácticamente solapado con el valor de 500).

Fig. 6-9: PSD promedio en aceleraciones: 50 grupos de 20 de simulaciones.

La fig. 6-9 muestra en negro el valor promedio de la PSD de 500 casos, y la sombra gris corresponde a las líneas de 50 promedios evaluados a partir de 20 casos aleatorios. Se puede observar que la dispersión de cada uno de los 50 promedios (líneas grises) es mínima respecto a la media de 500. Los valores correspondientes a todos los trenes y la respuesta en la losa y el hastial son presentados en la sección *Anexos* (Fig. A-17 y A-18) en resoluciones de 1 y 5 Hz.

Fig. 6-10: PSD promedio de la fuerza del balasto: 50 grupos de 20 simulaciones.

La fig. 6-10 muestra el valor promedio de las PSD de la fuerza en el balasto para los 50 grupos de 20 simulaciones a intervalos de frecuencias de 1 Hz, los valores correspondientes a todos los trenes y los dos carriles son presentados en la sección *Anexos* (Fig. A-11 a A-20) para resolución en frecuencia de 1 y 5 Hz. De manera similar a como ocurre en la respuesta de la estructura, los valores medios de los grupos son bastante similares al correspondiente al conjunto de 500 simulaciones.

A partir de los resultados de la respuesta de la estructura y la fuerza del balasto, se puede observar que el valor medio de cada uno de los diferentes grupos tiende al valor

6.1. Caracterización de los trenes y la estructura

del promedio de 500 simulaciones, por lo que en lo adelante 20 será el número de simulaciones a utilizar para los estudios paramétricos.

Aunque el valor medio es una buena representación del conjunto de datos, en los análisis paramétricos presentados más adelante se muestran los valores de las simulaciones en tonos más claros, para tener una idea de la amplitud de la influencia del parámetro, algo que no sería posible si solo se representase la media del conjunto.

6.2. Evaluación de los parámetros del modelo de emisión

Para el estudio individual de cada parámetro se fijan previamente los valores nominales de cada modelo (rugosidad, parámetros estructurales, etc.) y se varía únicamente el analizado en el apartado correspondiente.

El número de traviesas y la discretización de la vía se definieron en la sección 4.4 (*Modelo de emisión*) considerándose para el análisis un total de 60 traviesas y un tamaño de elemento en el carril de 10 milímetros. Los demás parámetros nominales del modelo son los mismos señalados en la sección 6.1.3.

Para la circulación de trenes sobre la vía, los valores base de velocidad y tipo de tren son presentados en la tabla 6-6:

Tabla 6-6: Trenes tipo y velocidades: Evaluación de parámetros

Tipo de Tren	Velocidad (km/h)
S102	300
S121	240
S130	200

6.2.1. Evaluación de los parámetros de la irregularidad de la vía

En esta sección se analizan los parámetros que influyen sobre la irregularidad de la vía y las variables que la describen. Primero se estudia la definición de la irregularidad por medio de la calidad de la vía [densidad espectral de referencia $G_{rr}(\eta_0)$ y luego el exponente que controla la caída de la curva (γ)].

6.2.1.1. Influencia del parámetro de calidad de vía $G_{rr}(\eta_0)$,

La densidad espectral de referencia se ha explicado en la sección 3.3.1, definiéndose a partir del parámetro de calidad de vía $G_{rr}(\eta_0)$ cuyo valor afecta el perfil de rugosidad. Para determinar la influencia de la calidad de la vía (riel o carril) se realizan 20 simulaciones para cada tren y para cada densidad espectral de referencia.

Para garantizar que los resultados de cada simulación son comparables con el equivalente variando el parámetro de referencia, se han mantenido los mismos valores de fase aleatorio para los diferentes casos, de manera que las simulaciones sean comparables con su equivalente correspondiente a otra calidad de vía.

Los valores utilizados para determinar la variación de la densidad espectral de referencia son:

6.2. Evaluación de los parámetros del modelo de emisión

- 1) $Grr(\eta_0) = 5 \times 10^{-7} m^3$ - Vía de mala calidad (mucha rugosidad)
- 2) $Grr(\eta_0) = 1 \times 10^{-7} m^3$ - Vía de calidad intermedia
- 3) $Grr(\eta_0) = 1 \times 10^{-8} m^3$ - Vía de calidad buena
- 4) $Grr(\eta_0) = 1 \times 10^{-9} m^3$ - Vía de muy buena calidad (poca rugosidad)

Fig. 6-11: Perfiles de rugosidad: variación $Grr(\eta_0)$, tren S121 a 240 km/h.

La fig. 6-11 muestra la rugosidad en un carril y su correspondiente densidad espectral variando $Grr(\eta_0)$ y manteniendo los parámetros aleatorios constantes entre simulaciones. La comparación de los diferentes perfiles de irregularidad para todos los tipos de trenes según la calidad de la vía son presentados en la sección *Anexos* (Fig. A-21 a A-23).

Se puede observar que variando únicamente el parámetro de calidad de vía las densidades espectrales de la rugosidad son diferentes en magnitud para cada caso, pero se conserva la forma al mantener los parámetros aleatorios en los diferentes perfiles. De igual manera, se puede observar que la rugosidad del carril se plantea similar para los cuatro casos en cuanto a la forma del perfil, pero variando la amplitud.

Fig. 6-12: Influencia de $Grr(\eta_0)$ para 20 simulaciones y cada tipo de tren.

La fig. 6-12 muestra los resultados de la PSD de la fuerza en el balasto para la traviesa central del modelo de vía en los trenes S102, S130 y S121. Las líneas representan los valores promedios de 20 simulaciones para cada valor de $G_{rr}(\eta_0)$, mientras que las sombras debajo de cada línea corresponden a las diferentes simulaciones. Se observa que la variación de $G_{rr}(\eta_0)$ afecta de manera similar a los tres trenes, siendo más importante para el valor de vía de mala calidad, y volviéndose asintótica a medida que disminuye la densidad espectral de referencia.

Fig. 6-13: Respuesta de la estructura ante la influencia de vía $G_{rr}(\eta_0)$: tren S121.

La fig. 6-13 muestra los resultados de la PSD de la respuesta en aceleraciones de la estructura para un tren S121 y diferentes factores de calidad de vía. Los valores correspondientes a todos los trenes son presentados en los Anexos (Fig. A24 a A-26). Se puede observar en las figuras que los tres tipos de trenes presentan un comportamiento similar: aumenta la respuesta de la estructura según aumenta el parámetro de calidad de vía (mayor rugosidad en los carriles). También se observa que la variación de la respuesta es más acusada en la losa que en el hastial, presentándose las mayores variaciones entre los 30 y los 100 Hz, amplificadas debido al comportamiento de la estructura.

6.2.1.2. Influencia del exponente de ajuste γ

El exponente γ es el encargado de ajustar la pendiente de la densidad espectral de la rugosidad. Su influencia se determina a partir de las condiciones y propiedades del modelo de emisión adoptadas en la sección 6.1.3. Para su análisis se realizaron 20 simulaciones para cada tipo de tren, variando γ en la generación del perfil de rugosidad. El análisis se realizó para cada número de simulación y tipo de tren manteniendo constante entre análisis las variables del ángulo aleatorio de fase, lo cual permite una mejor comparación de los resultados.

Fig. 6-14: Perfiles de irregularidad variando γ para un tren S121 a 240 km/h.

La fig. 6-14 muestra los diferentes perfiles de irregularidad para un mismo número de orden de simulación de un tren S121 con una velocidad de 240 km/h, y variando γ de 2.5 a 4. Los valores correspondientes a los perfiles de irregularidad para todos los tipos trenes son presentados en la sección *Anexos* (Fig. A-27 a A-29). En la parte superior de la figura se puede observar que según se incrementa γ aumenta el orden de magnitud de la irregularidad del perfil en la zona que tendría influencia sobre bajas frecuencias, mientras que, a medida que disminuye γ se reduce el orden global de la irregularidad del perfil del carril, aunque parecen aumentar las deformaciones que estarían rigiendo a altas frecuencias. En la parte inferior de la figura se muestran las densidades espectrales de la rugosidad, en donde se hace notable la influencia de γ en la pendiente de las diferentes curvas.

Fig. 6-15: Influencia de γ para 20 simulaciones y cada tipo de tren.

En la fig. 6-15 son mostradas las densidades espectrales de la fuerza en una traviesa central para diferentes exponentes γ , simulaciones y tipos de trenes. Las líneas corresponden a los valores medios de cada grupo de casos y exponente, y las bandas sombreadas a las diferentes simulaciones. Para los tres tipos de trenes se observan patrones similares: la magnitud de la irregularidad aumenta a medida que disminuye γ , hasta llegar a las frecuencias inferiores a 50 Hz, en donde gobierna la carga constante de los ejes.

Fig. 6-16: Respuesta de la estructura a la influencia γ con 20 simulaciones: tren S121.

La fig. 6-16 muestra los resultados de las PSD en aceleraciones de la influencia de γ sobre la respuesta de la estructura ante el paso de un tren S121, los valores correspondientes a todos los trenes (S102, S121 y S130) son presentados en los Anexos

(Fig. A-30 a A-32). Las líneas negras corresponden a los valores promedio de las 20 simulaciones de cada grupo, mientras que las sombras son el conjunto de simulaciones de cada grupo.

Se puede observar en la figura, que ante la variación de γ se modifica la respuesta de la estructura tanto para la losa como para el hastial, afectando principalmente las frecuencias para las cuales la irregularidad tiene importancia (sobre los 30 Hz) independientemente del tipo de tren y por tanto la velocidad.

Si se comparan los resultados de las respuestas de la estructura considerando la variación de γ y de la calidad de vía [$Grr(\eta_0)$], se observa que la variación de la respuesta es mas acusada cuando se refiere a la calidad de vía respecto a γ , principalmente para la zona entre los 30 y 100 Hz, que es donde se encuentran las mayores frecuencias propias de los pasos inferiores.

6.2.2. Evaluación de los parámetros estructurales de la vía

En esta sección se estudia la influencia de los parámetros estructurales de la vía: masa no suspendida, rigidez del balasto, y amortiguamiento del balasto, y se tratan además las propiedades del contacto rueda-carril.

6.2.2.1. Influencia de la masa no suspendida (m_r)

La masa no suspendida del tren forma parte del modelo emisión, y se representa con un grado de libertad móvil que varía de posición según la localización de la rueda en cada instante de tiempo. Dependiendo del tipo de tren y ubicación del eje, la masa de la rueda podría variar, por tanto, por simplicidad y para los fines de esta tesis el valor de la masa no suspendida se fija en un valor único. Los valores de masa no suspendida a considerar para el estudio de su influencia son: 250, 500, 1 000 y 1 500 kg.

Fig. 6-17: Influencia de m_r en la fuerza del balasto.

La fig. 6-17 muestra las PSD de la fuerza en el balasto para los tres tipos de trenes y 20 simulaciones por cada valor de la masa no suspendida. Las líneas negras representan los valores promedios del grupo de simulaciones, mientras que las sombras debajo en diferentes tonos representan la totalidad de los 20 casos simulados por cada masa.

En la fig. 6-17 se puede observar que la influencia de la masa no suspendida afecta principalmente la banda de frecuencia entre los 40 y 100 Hz. Es importante señalar que, aunque m_r se analiza de manera independiente, la respuesta de la masa no corresponde a un comportamiento dinámico aislado y que podría estar influenciada por otros elementos como, por ejemplo, el balasto y/o la sujeción del carril (*railpads*).

Fig. 6-18: Influencia de m_r en la respuesta de la estructura: Tren S121.

La fig. 6-18 muestra las PSD de la respuesta en aceleraciones de la estructura al variar la masa no suspendida y ante el paso de un tren S121, las fig. A-33 a A-35 en los Anexos muestran los resultados referentes a todos los trenes. Se observa en las figuras una clara influencia de la masa no suspendida en la respuesta de la estructura para las frecuencias comprendidas entre los 25 y 75 Hz independientemente del tipo de tren. La respuesta aumenta al incrementar el valor de m_r y se desplaza ligeramente el rango de frecuencias, lo que refleja la variación del sistema dinámico en el modelo de emisión.

Por otra parte, la variación de la respuesta ocurre de manera homogénea para todos los sensores entre los 25 y 75 Hz, tanto para la losa como para el hastial, lo que podría

indicar que esta se incrementa aún más por incidir sobre el rango de frecuencias propias de la estructura.

6.2.2.2. Influencia de la rigidez del balasto y la plataforma (k_b)

El modelo de emisión considera las propiedades del balasto de manera global, incluyendo las propiedades de la plataforma (sub-balasto y capa de forma), de manera que su comportamiento es equivalente a la rigidez de todos los elementos desde la traviesa hasta la parte superior de la losa, aunque se emplee el término balasto de forma generalizada.

La rigidez equivalente de los muelles en serie del balasto k_b es el resultado de la suma de la rigidez en serie de cada uno de los elementos que la componen, y se obtiene a partir de la expresión:

$$\frac{1}{k_b} = \frac{1}{k_{balasto}} + \frac{1}{k_{Sub-balasto}} + \frac{1}{k_{plataforma}} \quad (6.6)$$

En adición a los elementos citados anteriormente, la aportación de la rigidez vertical de la estructura podría contribuir a la rigidez k_b , pero debido a la dificultad para su cuantificación se considera como un apoyo de rigidez infinita.

Los valores de la rigidez del balasto, sub-balasto y la capa de forma varían significativamente en función de diferentes estudios analizados. Por ejemplo, (Melis Maynar, 2008) presenta tres recopilaciones de datos en vías obtenidos por (Suzuki, y otros, 2005), (Ishida, y otros, 2003), (Ono, y otros, 2001), en donde se plantean valores de rigidez vertical del balasto, sub-balasto, y plataforma, con valores tan amplios como:

Tabla 6-7: Valores de referencia de rigidez del balasto, sub-balasto y plataforma.

Capa de elemento	Rigidez MN/m	
	Mínimo	Máximo
Balasto	240	593
Sub-balasto	540	1235
Plataforma	30	80

Los valores obtenidos de calcular las posibles combinaciones pueden ser tan amplios que únicamente son mostrados para fines de ilustración. Por otra parte, los valores de rigidez dependen de las propiedades *in situ* de los materiales, así como de los espesores de la capa de forma, sub-balasto y el balasto.

Para evaluar la influencia de la rigidez del balasto, en el modelo de emisión se consideran valores desde 50 MN/m hasta los 200 MN/m para k_b sin discriminar la localización del tramo de vía (sobre el terreno o la estructura).

Fig. 6-19: PSD de la fuerza en el balasto para diferentes k_b .

La fig. 6-19 muestra las PSD de la fuerza del balasto en la traviesa central del modelo de emisión para los diferentes valores de rigidez del balasto y los tres tipos de trenes. Se observa una mayor influencia de la rigidez del balasto en las frecuencias comprendida entre los 40 y 120 Hz, y a menor escala en frecuencias superiores. Por otra parte, aunque los incrementos de la rigidez del balasto son de 50 MN/m, se observa mayor diferencia en los valores desde los 100 hasta los 200 MN/m (principalmente en el tren S121), existiendo una diferencia menos significativa entre 50 y 100 MN/m.

Fig. 6-20: Respuesta de la estructura con diferentes k_b : tren S121.

La fig. 6-20 muestra la PSD de la respuesta en aceleraciones de la estructura ante el paso de trenes S121, en donde se varia la rigidez del balasto. Los resultados correspondientes a los trenes S102, S121 y S130 son presentados en las fig. A-36 a A-38, de la sección *Anexos*.

Se observa que la influencia del balasto tiene dos zonas en donde se hace más notable en la respuesta de la losa y el hastial: entre los 30 y 80 Hz, y a partir de los 100 Hz. La variación en frecuencias sobre los 100 Hz presenta un comportamiento diverso entre la losa y el hastial, y no se observa una relación específica entre la magnitud, la frecuencia y el elemento. Por otra parte, la variación de la respuesta en el rango entre 30 y 80 Hz refleja un comportamiento en el mismo rango de frecuencias que la masa no suspendida, lo que indica la posible interacción dinámica entre ambos elementos.

6.2.2.3. Influencia del amortiguamiento del balasto, sub-balasto y la plataforma (C_b)

De manera similar a como ocurre con la rigidez en el balasto, este amortiguamiento se refiere al contenido en todos los elementos que constituyen la vía desde la parte superior de la losa hasta las traviesas.

Es razonable que el comportamiento del amortiguamiento del balasto no es igual en un tramo de vía apoyado directamente sobre el suelo que en uno apoyado sobre la estructura, o en la zona de transición. Sin embargo, en este estudio se considera homogéneo en toda la vía sin discriminar la ubicación.

Los valores de amortiguamiento del balasto varían significativamente en función del estudio, similar a lo que ocurre con la rigidez. De recopilaciones realizadas por (Melis Maynar, 2008) que incluyen datos obtenidos por (Suzuki, y otros, 2005), (Ishida, y otros, 2003), (Ono, y otros, 2001), se plantea el siguiente rango de valores:

Tabla 6-8: Valores de referencia del amortiguamiento del balasto, sub-balasto y plataforma

Capa de elemento	Amortiguamiento kNs/m	
	Mínimo	Máximo
Balasto	75.4	980
Sub-balasto	980	980
Plataforma	98	98

Para evaluar la influencia del amortiguamiento del balasto en el modelo de emisión, se consideran valores desde los 100 kNs/m hasta los 1 000 kNs/m para c_b , sin discriminar la localización del tramo de vía.

Fig. 6-21: PSD de la fuerza en el balasto para diferentes c_b .

La fig. 6-21 muestra los resultados de las PSD de la fuerza en el balasto en una de las traviesas centrales, comparando los diferentes valores de amortiguamiento en el balasto y para el paso de los trenes S102, S121 y S130 a 300, 240 y 200 km/h respectivamente. Los resultados obtenidos muestran que la mayor repercusión del amortiguamiento se da sobre los 150 Hz, incrementándose la respuesta al aumentar el valor de c_b , lo que es un indicio de sobre-amortiguamiento. De manera similar, para la zona entre los 50 y los 150 Hz se incrementa la respuesta al aumentar c_b .

Fig. 6-22: Respuesta de la estructura variando c_b : Tren S121.

La fig. 6-22 muestra la PSD de la respuesta en aceleración del paso de trenes S121, los valores correspondientes a todos los trenes son presentados en las fig. A-39 a A-41

de la sección *Anexos*. Se observa en los resultados de los tres tipos de trenes, que la mayor influencia de la variación del amortiguamiento en el balasto ocurre para las frecuencias superiores a los 150 Hz, principalmente en la losa. Al igual que como ocurre con la fuerza en el balasto, se nota un incremento de la respuesta para valores mayores de amortiguamiento, lo que indica un posible sobre-amortiguamiento provocado por c_b en el modelo de emisión. La variación de la respuesta entre los 50 y 100 Hz no es tan marcada como ocurre en la fuerza del balasto, considerando que es la zona en donde se encuentran las principales frecuencias propias de la estructura, observándose amplificaciones para los valores inferiores del amortiguamiento del balasto.

6.2.2.4. Influencia de la rigidez de Hertz y el amortiguamiento en el contacto rueda-carril

El parámetro de rigidez de Hertz viene asociado al contacto entre las superficies de la rueda y el carril, y las propiedades de los materiales. Para los fines de este estudio se utilizan los parámetros para el muelle de Hertz definidos en la tabla 6-2 (*Valores base de las propiedades del modelo de emisión.*).

El amortiguamiento del muelle en el contacto rueda-carril presenta poca influencia en la fuerza que se genera en el modelo de emisión, comparado con la magnitud de la deformación de la vía y la rigidez del muelle [Ver ecuación (3.54)]. Por ello, su influencia sobre la fuerza en el balasto y la respuesta en la estructura no se considera importante para realizar un estudio detallado, y ambos valores se consideran constantes.

6.3. Evaluación e influencia de los parámetros de la estructura

Determinada la influencia de los parámetros que rigen el modelo de emisión, y por tanto la fuerza en el balasto que se aplicará a la estructura, se procede a la valoración de los parámetros que influyen sobre la losa y el hastial.

Los parámetros que actúan sobre el comportamiento dinámico de la losa (modificando su masa y rigidez) dependen fundamentalmente de tres elementos: la misma losa de hormigón, la capa de forma y la capa de balasto. Los carriles y las traviesas no se consideran como elementos que influyan dinámicamente sobre la losa, más allá de la carga aportada por el modelo de emisión.

Como se explica en el capítulo 3 (*Modelo estructural*), la losa y los hastiales se consideran acoplados para simular el comportamiento dinámico de la estructura. Por tanto, la variación de cualquier parámetro en la losa podría influir en los giros de los extremos apoyados y, por consiguiente, afectar la respuesta de los hastiales. De manera análoga, cualquier cambio que se realice en las propiedades de los hastiales podría influir en la impedancia dinámica y por tanto en la rigidez y la respuesta de la losa. En consecuencia, los parámetros de ambos elementos deben evaluarse de manera global en la estructura y no de manera individual para cada elemento.

Las propiedades base o nominales para el análisis de la influencia de la estructura correspondientes a la losa son presentados en la tabla 6-3, y los del hastial en la tabla 6-4. La consideración de los trenes se hace siguiendo el mismo criterio utilizado en la sección correspondiente al modelo de emisión. Es decir, se simulan los tipo S102, S121 y S130 viajando sobre las vías a 200, 240 y 300 km/h respectivamente (tabla 6-6), con 20 simulaciones por cada tipo de tren, en las que se varía el perfil de rugosidad de la vía (solo la fase aleatoria).

Las simulaciones se realizan sobre dos carriles diferentes e independientes, para los cuales se determinarán las fuerzas transmitidas por el balasto a las traviesas sobre la estructura. Las propiedades del modelo de emisión corresponden a las nominales planteadas en la tabla 6-2.

Una vez son calculadas las fuerzas del balasto, estas se aplican sobre la estructura con el objetivo de evaluar los parámetros deseados. La determinación de cada uno de los parámetros de la losa y el hastial se hace comparando la respuesta de los elementos para los mismos puntos de localización de los sensores (tabla 5-1) y la fig. 6-3.

6.3.1. Evaluación tipo de carga sobre la losa

Previo a evaluar los parámetros físicos de la losa, es necesario seleccionar el método de aplicación de la carga del modelo de emisión sobre la losa. Como se explicó en la sección 3.1.5, se plantean dos criterios: cargas puntuales o cargas distribuidas.

El Eurocódigo (EN 1991-2: 2002, 2002) plantea el esquema de distribución de las cargas proyectadas desde las traviesas con variación 4V:1H de acuerdo con la profundidad, según se muestra en la fig. 6-23. Sin embargo, en la presente tesis estudiamos adicionalmente el caso de transmisión de carga puntual desde la traviesa.

Fig. 6-23: Esquema de cargas bajo traviesas: Eurocódigo (EN 1991-2: 2002, 2002).

Para evaluar la diferencia entre ambos se aplica la misma carga del balasto sobre la estructura, variando únicamente la distribución de la carga sobre la losa.

Fig. 6-24: PSD de la respuesta variando el criterio de carga; tren S121 a 240 km/h.

La fig. 6-24 muestra las PSD de la respuesta en aceleraciones de la estructura calculada con carga puntual o distribuida sobre la losa, debido a un único tren S121

viajando a 240 km/h. Los resultados correspondientes a los trenes S102 y S130 son mostrados en las fig. A-42 a A-44 en la sección *Anexos*.

Los resultados obtenidos muestran que para los sensores más próximos a la vía no hay gran diferencia entre el criterio de carga puntual o carga distribuida. Sin embargo, para el sensor más alejado se aprecian diferencias superiores a un orden de magnitud para frecuencias inferiores a 30 Hz, tanto para la losa como para el hastial.

A pesar de las diferencias observadas en las PSD según el tipo de carga, estas se producen en el sensor más alejado y no comprometen los valores de aceleraciones máximas que podrían ocurrir en la estructura ante el paso del tren. Aun así, en esta tesis se sigue el criterio de carga distribuida por ser más fiel a la realidad física del problema.

6.3.2. Evaluación del espesor de la losa (t_{eq})

En la sección 6.1.2 se llevó a cabo el procedimiento para el cálculo de la losa equivalente, la cual incluye las características mecánicas a flexión de la plataforma y el balasto. Sin embargo, el comportamiento real de la losa ante el paso de los trenes es complejo, pudiéndose presentar propiedades no lineales en el conjunto de componentes. No obstante, en esta sección se analiza la influencia de la variación del espesor de la losa, con la finalidad de evaluar su comportamiento y la posibilidad de ajuste en sus propiedades.

Para la evaluación de la influencia del espesor se utilizarán las siguientes consideraciones:

- a) Espesor de 0.20 m, el cual no considera aporte de rigidez de los elementos superiores
- b) Espesor de 0.30 m.
- c) Espesor de 0.40 m.

En el análisis de los tres diferentes espesores se mantiene constante la masa total de la losa, variando la densidad del conjunto en función del espesor, provocando así cambios considerables en el comportamiento dinámico de la losa.

Fig. 6-25 PSD de la respuesta para diferentes espesores de losa: Tren S121 a 240 km/h.

La fig. 6-25 muestra las PSD de la respuesta en aceleraciones para diferentes espesores de losa y diferentes simulaciones ante el paso de un tren S121 a 240 km/h. Las sombras grises agrupadas por tonos representan el conjunto de 20 simulaciones según el espesor, y las líneas negras los valores promedios de cada conjunto. Los valores correspondientes a los trenes S102 y S130 son presentados en las fig. A-45 a A-47 en la sección *Anexos*.

Los valores de las gráficas para los tres tipos de trenes, tanto para la losa como para el hastial, son consistentes en el comportamiento: a mayor espesor se desplaza la curva hacia la derecha aumentando las frecuencias, por consiguiente, se refleja el aumento de rigidez de la losa. A frecuencias superiores a los 100 Hz se observan cambios en la respuesta, siendo más marcados en el hastial y experimentándose mayor magnitud para el espesor de 0.20 m entre los 100 y 150 Hz.

6.3.3. Evaluación de la rigidez del apoyo viscoelástico de los hastiales (k_m)

Como se explicó en la sección 3.2, los hastiales se modelan como si fuesen vigas verticales de ancho unitaria, adyacentes entre sí y apoyada sobre un medio viscoelástico. El medio viscoelástico se representa estructuralmente con muelles y amortiguadores según el modelo de Kelvin-Voigt. En esta sección se evalúa el comportamiento de la estructura ante la influencia de la rigidez de los muelles elásticos. El amortiguamiento viscoso se evalúa en el siguiente apartado.

Las propiedades de los muelles en los hastiales intervienen de manera activa en dos etapas del análisis: primero, forman parte de manera indirecta de la impedancia dinámica que se añade a la losa; y segundo, afectan en el comportamiento dinámico para el cálculo de la respuesta en los hastiales.

Los hastiales son soportados lateralmente por el relleno en la zona de transición entre la estructura y el terreno, (Bowles, 1997) propone los siguientes valores de apoyo elástico en función del material:

Tabla 6-9: Módulo de reacción según el tipo de suelo

Tipo de Suelo	Módulo de reacción kN/m^3
Arena suelta	4 000 – 16 000
Arena medio densa	9 600 – 80 000
Arena densa	64 000 – 128 000
Arena arcillosa medio densa	32 000 – 80 000
Arena limosa medio densa	24 000 – 48 000

La evaluación de la influencia de la rigidez del apoyo viscoelástico k_m , se realiza considerando el material de apoyo de los hastiales con propiedades que van desde una arena media densa con un módulo de reacción de $10\,000\,kN/m^3$ hasta una arena muy densa con $100\,000\,kN/m^3$. Por ello, se analiza el modelo dinámico de la estructura variando únicamente la rigidez de los muelles en los hastiales, y se presentan los resultados.

Fig. 6-26: PSD de la respuesta para diferentes valores de k_m : trenes S121 a 240 km/h.

La fig. 6-26 muestra las PSD de la respuesta en aceleraciones para los diferentes valores de rigidez del apoyo viscoelástico a lo largo de ambos hastiales. Las gráficas correspondientes a los trenes S102 y S130 son mostradas en los Anexos (Fig. A-48 a A-50).

Las figuras muestran que la incidencia de la rigidez del apoyo viscoelástico en la respuesta de la estructura es mucho más acusada en los hastiales que en la losa, siendo más marcada para el tramo entre los 50 y 175 Hz independientemente del tipo de tren. Se observa un desplazamiento de la curva en la zona de los 75 Hz en todas las posiciones señaladas y para todos los trenes.

Al incrementar la rigidez de los muelles la respuesta del hastial se hace más pronunciada en la proximidad de los 150 Hz, y disminuye próximo a los 100 Hz, lo que indica que es el área sobre la cual el parámetro k_m posee mayor influencia. En la losa se presenta un ligero aumento de la rigidez al desplazarse la curva de las aceleraciones mínimamente hacia la derecha en la banda entre los 80 y 120 Hz según aumenta la rigidez de los muelles.

6.3.4. Evaluación del amortiguamiento del apoyo viscoelástico de los hastiales (C_m)

En esta sección se estudia la influencia del amortiguamiento del apoyo viscoelástico representado en el modelo de Kelvin-Voigt, y que se distribuye a lo largo del hastial.

La caracterización del amortiguamiento en general es compleja, y el modelo planteado constituye una simplificación para abordar el problema. No obstante, a los fines de ajustar el modelo de la estructura, se hace necesaria la evaluación del comportamiento del amortiguamiento en la estructura.

Los valores de referencia del amortiguamiento viscoso vienen dados por estudios que plantean 98 kNs/m³ (Suzuki, y otros, 2005), (Ishida, y otros, 2003) y (Ono, y otros, 2001), para el amortiguamiento del material de las plataformas y capas de forma. Desde luego, que el comportamiento de la plataforma difiere del material que apoya lateralmente los hastiales, pero al menos este planteamiento permite tener una idea en el orden de magnitud que se manejan en algunos estudios.

Para la evaluación de la influencia de C_m , en esta sección se utilizan valores desde los 10 kNs/m³ hasta los 200 kNs/m³ con la intención de abarcar un amplio abanico de posibilidades.

Fig. 6-27 PSD de la respuesta para diferentes valores de c_m : trenes S121 a 240 km/h.

La fig. 6-27 muestra los valores de las PSD de la respuesta en aceleraciones de la losa y el hastial para diferentes valores de amortiguamiento C_m . Los valores correspondientes a los trenes S102 y S130 son presentados en la sección *Anexos* (Fig. A-51 a A-53).

Al observar las figuras de los resultados para todos los trenes, se puede notar que los valores del amortiguamiento en el hastial no influyen significativamente en la respuesta de la losa. Sin embargo, sí que es significativa la manera en que afectan al hastial, reduciendo drásticamente la respuesta entre los 100 y 150 Hz a medida que se incrementan los valores del amortiguamiento. Esto ocurre independientemente del tipo de tren y la localización del punto de cálculo de la respuesta en la estructura.

Se observa también que el amortiguamiento presenta una pequeña influencia entre los 40 y 80 Hz, comparado con la banda de los 100-150 Hz, y afecta a los resultados tanto de la losa como del hastial, reduciendo mínimamente la respuesta de la estructura.

6.3.5. Influencia de los muelles horizontales en los extremos de los hastiales (K_h)

Los muelles horizontales del extremo (K_h) son los encargados de proporcionar el apoyo lateral en la base del elemento, aunque también, los muelles k_m ofrecen resistencia en el mismo sentido a todo lo largo del elemento, y afectan también a la zona próxima a los extremos.

En muchos casos los hastiales forman parte de secciones preformadas cuadradas, en los que todo el elemento trabaja en conjunto (como el paso inferior analizado en esta tesis), por lo que la elección del valor adecuado viene influenciada por los apoyos del terreno y el comportamiento de todo el conjunto. Sin embargo, para determinar la influencia de K_h se utilizan diferentes valores, desde 0.1 GN/m² hasta 10 GN/m², partiendo de la referencia de la rigidez axial (EA/L) de lo que podría ser la base inferior de la estructura, cuyo valor es del orden de 2.2 GN/m².

Fig. 6-28: PSD de la respuesta ante la influencia de K_h al paso de trenes S121.

La fig. 6-28 muestra la PSD de la respuesta en aceleraciones en diferentes puntos de la estructura ante el paso de un tren S121, los valores correspondientes a los trenes S102 y S130 son presentados en la sección *Anexos* (Fig. A-54 a A-56).

A modo general, los resultados obtenidos muestran poca influencia de K_h sobre la losa, excepto para el valor de 0.1 GN/m² (el mínimo analizado), para el cual se producen cambios en la respuesta entre los 50 y 100 Hz, y sobre los 150 Hz se aprecia una ligera variación. En el hastial los cambios son más notables, ya que se advierte una mayor influencia de la rigidez, que afecta la respuesta desde 50 Hz hasta la máxima frecuencia analizada. Una vez se estabiliza la respuesta de la estructura para valores de K_h de entre 0.5 y 1 GN/m², los cambios son mínimos y solo se observan pequeñas variaciones para frecuencias superiores a los 150 Hz.

6.3.6. Influencia de los muelles rotacionales en los extremos de los hastiales (K_r)

Los muelles rotacionales en el extremo (K_r) son los encargados de proporcionar la restricción al giro en la base del elemento, y tal como se explicó en la sección anterior, en los pasos inferiores formados por piezas prefabricadas cuadradas la restricción al giro viene dada por el trabajo en conjunto de todo el elemento y el terreno, siendo bastante compleja la evaluación de la rigidez real al giro que ofrece el hastial.

Para evaluar la influencia de la variación de K_r se realizaron las simulaciones con un rango de valores que van desde 1 a 100 MN/rad/m. La selección de este rango se hizo partiendo de que la rigidez (EI/L) de la base del marco se encuentra en torno a los 70 MN/rad/m (en caso de que estuviera empotrada en el otro extremo del elemento de la base).

Fig. 6-29 PSD de la respuesta ante la influencia de K_r al paso de trenes S121.

La fig. 6-29 muestra la PSD de la respuesta en aceleraciones para diferentes puntos de la estructura ante el paso de trenes S121 con diferentes valores de K_r . Los resultados correspondientes a los trenes S102 y S130 son presentados en la sección *Anexos* (Fig. A-57 y A-59).

Los resultados son muy similares para los tres tipos de trenes. Se observa una influencia muy marcada de la variación de K_r en el hastial, mientras que en la losa únicamente ocurre un ligero cambio de la respuesta entre los 70 y 90 Hz. En los hastiales no se aprecia ninguna tendencia clara en cuanto a los resultados, por ejemplo, con $K_r = 100$ MN/rad/m se obtiene un pico en la respuesta a los 120 Hz, mientras que con $K_r = 33$ MN/rad/m, el pico más marcado aparece en torno a los 170 Hz, y para los valores inferiores se alcanza un pico entre 40 y 60 Hz.

6.4. Resumen de la influencia de los parámetros del modelo.

Tras el análisis de la influencia de cada uno de los parámetros que afectan al modelo planteado y sus componentes (emisión, losa y hastial) se procede a la representación gráfica de las frecuencias afectadas por la modificación de cada uno de los parámetros, representando en una tabla la influencia sobre la losa y en otra la influencia sobre el hastial.

La tabla 6-10 muestra las frecuencias de influencia de la variación de cada uno de los parámetros del modelo de emisión y la estructura sobre la respuesta de la losa. Las líneas verticales indican intervalos de frecuencia de 5 Hz y la intensidad del color indica la influencia sobre la respuesta en cada tramo, siendo intenso para gran influencia y blanco para ninguna influencia.

La tabla 6-11 recoge los datos de la influencia de la variación de los parámetros del modelo de la estructura y de emisión sobre la respuesta del hastial. La intensidad del color indica la mucha o poca influencia del parámetro sobre la respuesta, similar a lo que ocurre con la tabla de la losa.

Tabla 6-10: Resumen influencia de parámetros sobre la respuesta de la losa.

Modelo	Elemento	Frecuencias de influencia sobre la losa															
Modelo de Emisión	Calidad de vía ($Grrr$ (no))																
	Exponente γ																
	Masa no suspendida (Mr)																
	Rigidez del balasto (k_b)																
	Amortiguamiento balasto (c_b)																
Losa y Hastial	Espesor de la losa (t_{eq})																
	Rigidez apoyo viscoelas. (k_m)																
	Amort. apoyo viscoelas. (c_m)																
	Muelle horizontal extremo (K_h)																
	Muelle rotacional extremo (K_r)																
Frecuencia (Hz)		25	50	75	100	125	150	175	200								

Tabla 6-11: Resumen influencia de parámetros sobre la respuesta del hastial.

Modelo	Elemento	Frecuencias de influencia sobre el hastial															
Modelo de Emisión	Calidad de vía (Grr (no))																
	Exponente γ																
	Masa no suspendida (Mr)																
	Rigidez del balasto (k_b)																
	Amortiguamiento balasto (c_b)																
Losa y Hastial	Espesor de la losa (t_{eq})																
	Rigidez apoyo viscoelas. (k_m)																
	Amort. apoyo viscoelas. (c_m)																
	Muelle horizontal extremo (K_h)																
	Muelle rotacional extremo (K_r)																
Frecuencia (Hz)		25	50	75	100	125	150	175	200								

6.5. Influencia de la velocidad del tren

Estudiados los parámetros que componen cada una de las partes de los modelos de la estructura y emisión, se procede de manera complementaria evaluar la influencia de la velocidad de paso del tren sobre la respuesta de la estructura.

La influencia de la velocidad se evalúa de manera independiente para cada tipo de tren, a intervalos de 50 km/h hasta alcanzar la velocidad máxima a la que suelen transitar por la vía.

Para la determinación de la respuesta, se hacen pasar 20 trenes de cada tipo (con diferentes perfiles de irregularidad) a cada velocidad y se evalúa la PSD promedio de la aceleración del grupo de trenes en los puntos marcados en la fig. 6-3 y la tabla 5-1.

Fig. 6-30: Influencia de la velocidad de circulación sobre las vías: tren S121.

La fig. 6-30 muestra las PSD promedio de la respuesta en aceleraciones, de trenes S121 para diferentes velocidades de circulación. Los resultados correspondientes a los trenes S102 y S130 son presentadas en la sección *Anexos* (Fig. A-60 a A-62).

Se puede observar claramente en las figuras, que la respuesta dinámica aumenta conforme se incrementa la velocidad de paso, esto ocurre para todos los trenes y de manera similar para la losa y el hastial.

Por otra parte, se observa que cuanto mayor se hace la velocidad, se perciben menores incrementos en cuanto a la respuesta, aunque cabe destacar, que la escala vertical de la representación es logarítmica. Este incremento de la respuesta coincide con resultados presentados en otros estudios acerca de la influencia de la velocidad en la respuesta de la estructura (Van Dyk, y otros, 2017).

A bajas frecuencias se percibe el desplazamiento de la curva en sentido horizontal, lo que indica el efecto de los *bogíes*, la separación entre coches y la velocidad de circulación del tren.

En las líneas correspondientes a bajas velocidades (50 y 100 km/h) se obtiene un salto en la gráfica a altas frecuencias (entre los 150 y 200 Hz), esto ocurre debido al efecto de la discretización de la vía y la velocidad, siendo necesaria una discretización muy fina para estimar correctamente los resultados (el modelo ha sido ajustado para velocidades más elevadas). El efecto de la distorsión a altas frecuencias y bajas velocidades no adquiere mucha relevancia en este estudio, ya que la respuesta a mayores velocidades provocaría solicitaciones más importantes en la estructura.

6.6. Influencia de la composición del tren

Los trenes que circulan por las vías de alta velocidad están equipados a ambos extremos con dispositivos automáticos de enganche, que permiten la operación de dos o más trenes (dependiendo del modelo) como si fuese solo uno.

En la práctica, el sistema de acople es utilizado para la circulación de trenes en doble composición según las necesidades del servicio, duplicando así el número de plazas y las dimensiones de todo el convoy.

En esta sección se analiza el efecto de la composición de un tren S121 sobre la respuesta de la estructura. Para dicho análisis, se hace pasar un tren por las vías en composición simple y luego doble, a los fines de comparar los resultados.

Para evaluar de una manera más clara los efectos dinámicos en la historia temporal, el tren que circula en doble configuración será provisto en ambos tramos de los mismos parámetros de irregularidad de vía utilizados en el tren de simple composición.

6.6. Influencia de la composición del tren

Fig. 6-31: Respuesta de la estructura con diferentes composiciones de trenes S121.

La fig. 6-31 muestra la historia temporal de la respuesta de la estructura de un tren S121 circulando en simple y doble composición. Se puede observar en los resultados la influencia de la longitud del tren sobre la amplitud del registro, también es visible la repetición de la respuesta del primer tren sobre el segundo al utilizarse los mismos valores de irregularidad de vía en ambos tramos, aunque se observa un ligero incremento en la respuesta del último tramo.

Fig. 6-32: PSD de la respuesta del tren S121 en simple y doble composición.

La fig. 6-32 muestra la PSD de la respuesta en aceleración del modelo numérico ante el paso de trenes S121 en simple y doble composición. En la figura se observa que los resultados son muy similares, incrementándose la respuesta en frecuencia para el caso doble con valores muy pequeños.

Los resultados del análisis de la composición del tren reflejan que no existe diferencia significativa que amerite un estudio por separado de ellos. Los trenes en doble composición presentan un ligero incremento de la respuesta en la historia temporal y en frecuencia, pero tal incremento no es considerable, respecto a situaciones tales como, las variaciones de los perfiles de irregularidad, simplificaciones del modelo, incertidumbre de las condiciones *in situ*, entre otros.

Capítulo 7. Ajuste del modelo numérico

En este capítulo se presenta el ajuste del modelo numérico con los datos experimentales obtenidos en la campaña de medidas a la que se hizo referencia en el capítulo 5 (*Estructura, ensayos e instrumentación*). Una vez ha sido estudiada la influencia de cada uno de los parámetros de los modelos de emisión y la estructura, se procede al ajuste heurístico del modelo en función de la respuesta en aceleraciones obtenidas en los sensores.

El ajuste planteado consiste en la búsqueda de los parámetros con los que la respuesta en frecuencia de la estructura para los tres tipos de trenes y en todos los sensores reproduzca de manera global el comportamiento experimental observado. La situación ideal sería ajustar el modelo de emisión, para luego en función de un conjunto estándar de cargas (sin necesidad de realizar el análisis transitorio de la vía) se procediera al ajuste de la estructura, pero la experiencia y los resultados de la calibración del modelo numérico han demostrado que la variación de la respuesta es muy diversa.

Para simplificar el proceso de ajuste del modelo numérico, la referencia a ajustar para cada tipo de tren y sentido será el valor medio de la PSD de aceleración en la ubicación de cada sensor. Este enfoque permite centrarse en una única curva de comparación en vez de una nube de datos.

7.1. Resultados experimentales a ajustar

La tabla 5-2 del capítulo 5 muestra los tipos de trenes, sentido y frecuencias de paso. Existe una mayor prevalencia del tren S130, siendo 28 trenes en total para ambos sentidos contra los 6 del S102 y los 12 del S121. Esto indica que el número de datos obtenidos de los trenes S102 y S121 es pequeño.

Por otra parte, el estudio del número de simulaciones en la sección 6.1.4 demuestra que el valor promedio de la PSD es una medida fiable y estable para evaluar la respuesta de un grupo de simulaciones.

Por las razones expuestas anteriormente, el ajuste se realiza en función de los valores medios de las densidades espectrales del resultado numérico, empleando 20 simulaciones de irregularidad por trenes de cada tipo, y el promedio de las PSD de los datos experimentales. La velocidad de paso de cada tipo de tren se seleccionó en función

7.1. Resultados experimentales a ajustar

del valor medio de la velocidad de circulación de cada tipo de tren durante la campaña de medida. Los valores extremos de velocidad fueron descartados según el criterio de Chauvenet, y las velocidades obtenidas arrojaron ser muy similares a las presentadas en la tabla 6-5, del capítulo 6, por tanto se utilizan los mismos valores.

Fig. 7-1: PSD Max. Min. y Med. experimentales de la respuesta, S130 sentido Valladolid.

La fig. 7-1 muestra los valores de las densidades espectrales experimentales de aceleración captadas por los sensores en la estructura para diferentes trenes S130 viajando con sentido Valladolid. Los valores correspondientes a los demás trenes y sentidos son presentados en la sección *Anexos* (Fig. A-69 a A-74).

Se ha seleccionado el tren S130 para la fig. 7-1 debido a que es el que mayor frecuencia de paso posee. Para los trenes S102 en ambos sentidos no existe gran diferencia entre los valores máximos, medios y mínimos debido principalmente a la escasa frecuencia de paso de este tipo de tren durante la campaña de ensayos.

Fig. 7-2: Promedio de las PSD por tipo de tren con sentido Valladolid.

La fig. 7-2 muestra el valor medio de las PSD de las aceleraciones experimentadas en los sensores ante el paso de los tres diferentes tipos de trenes viajando con sentido Valladolid.

En la fig. 7-2 puede observarse que la mayor magnitud de aceleración para los tres tipos de trenes se obtiene en el sensor K para la losa y en el sensor N para el hastial, los cuales se encuentran más cerca de la localización de la vía por la que viaja el tren (para la localización de los sensores ver tabla 5-1 y fig. 5-1).

Fig. 7-3: Promedio de las PSD por tipo de tren con sentido Segovia.

En la fig. 7-3 se muestra el promedio de las PSD de las aceleraciones en los sensores localizados en la estructura ante el paso de los tres diferentes tipos de trenes con sentido Segovia. Se puede observar en la figura, que las mayores aceleraciones se presentan en la losa, en el sensor J, localizado prácticamente debajo de las vías. De manera similar, las máximas aceleraciones en el hastial se presentan en el sensor M.

A partir de las dos figuras anteriores se puede observar que, aunque el tipo de tren influye sobre la respuesta de la estructura, el condicionante más importante es la localización de la vía, por tanto, el ajuste deberá realizarse tomando en consideración cada sentido de circulación de los trenes, la posición de los carriles y los sensores.

7.2. Resultados del modelo con los parámetros base o nominales

Para iniciar el ajuste del modelo numérico se parte de los datos experimentales y nominales. Se compara la PSD promedio de los datos experimentales con la PSD promedio de la respuesta de la estructura con los parámetros nominales, según el sentido y los diferentes tipos de trenes.

Fig. 7-4: PSD de la respuesta experimental y nominal: tren S102, sentido Valladolid.

La fig. 7-4 muestra los resultados promedios de las PSD experimentales y del modelo numérico correspondientes a los trenes S102 con sentido Valladolid. Los resultados de todos los trenes y en ambos sentidos son presentados en la sección *Anexos* (Fig. A-75 a A-80).

Las figuras muestran a grandes rasgos mucha diferencia entre los resultados numéricos y experimentales. La losa presenta formas parecidas, aunque con grandes diferencias en la magnitud, mientras que en el hastial se presenta un desajuste bastante complejo, tanto en la forma que describen las líneas, como en las magnitudes.

7.3. Ajuste del modelo y resultados

Una vez comparados los resultados del modelo numérico (con parámetros nominales) con los resultados experimentales, se procede al ajuste del modelo.

El ajuste se realiza tomando en cuenta la influencia de cada uno de los parámetros que intervienen en la emisión, la losa y el hastial. En la tabla 6-10 y tabla 6-11 se muestra la influencia de cada uno de los componentes del modelo numérico sobre la respuesta de la estructura.

El procedimiento de ajuste es heurístico e iterativo, ya que al variar un parámetro puede variar la influencia de otro; aunque a grandes rasgos se mantienen las frecuencias en donde afecta la respuesta. Por esta razón se puede realizar un ajuste considerando la influencia del caso base o nominal.

El ajuste se realiza para los tres tipos de trenes (S102, S121 y S130) en ambos sentidos, comparando los resultados de las densidades espectrales medias en aceleración entre los valores experimentales y numéricos.

7.3.1. Procedimiento de ajuste

El procedimiento realizado para el ajuste del modelo numérico ha sido el siguiente:

1. Aproximación inicial de los parámetros que definen la irregularidad de los carriles. En este paso se realiza la aproximación en magnitud de los niveles medios de las densidades espectrales de la respuesta numérica de la estructura a los datos experimentales.
2. Ajuste de las densidades espectrales de la respuesta de la losa. En este punto se busca ajustar en detalle la PSD de la respuesta de la losa, aproximando los valles y picos de la curva de la respuesta del modelo numérico a la función objetivo. Se toma en cuenta cada variable de la estructura y del modelo de emisión, su área de influencia y magnitud, para de manera iterativa obtener el valor de los parámetros con el ajuste óptimo posible.
3. Ajuste de las densidades espectrales de la respuesta del hastial. En este paso se busca ajustar la PSD de la respuesta de los hastiales, siendo este el último elemento en el cual se realiza el proceso.
4. Revisión de los resultados y reajuste siguiendo el orden anterior en caso de ser necesario.

La aproximación inicial de las PSD de la respuesta a los datos experimentales en el paso 1, se realiza modificando la densidad espectral de referencia $G_{rr}(\eta_0)$ (sección 6.2.2.1) y el exponente de ajuste γ (sección 6.2.1.2), ya que estos dos parámetros son los que presentan mayor influencia sobre la respuesta global de la estructura, y la modifican sustancialmente para las frecuencias en las que la irregularidad adquiere relevancia (frecuencias superiores a los 35 Hz).

El ajuste de la estructura se inicia con la losa, ya que los estudios realizados en el capítulo 6 (Evaluación de los parámetros del modelo numérico), demuestran que la influencia de los parámetros del modelo de emisión y la losa afectan a la respuesta de esta última, y por tanto, los giros en los extremos y la respuesta de los hastiales.

La influencia de los componentes de los hastiales presenta cambios menores sobre la respuesta de la losa, observándose efectos localizados principalmente en el propio elemento, y por consiguiente es el último a considerar en el proceso de ajuste.

El estudio paramétrico y la recopilación de los resultados de la influencia de los parámetros en tablas cualitativas permite realizar una mejor aproximación al momento de ajustar el modelo, ya que aportan conocimientos sobre cada parámetro de manera particular. La realización del procedimiento de ajuste sin estas herramientas resulta complicado, debido a la cantidad de variables involucradas en el problema y sus diferentes áreas de influencia.

7.3.2. Comparaciones de las densidades espectrales en el ajuste global

Tras realizar el ajuste de los parámetros del modelo numérico en comparación con los valores medios de las densidades espectrales de los resultados experimentales, se obtienen resultados clasificados en función del tipo de tren y sentido de circulación.

La comparación de los resultados del ajuste del tren S102 con sentido Valladolid son mostrados en la siguiente figura.

Fig. 7-5: Resultados de ajuste del modelo: tren S102 sentido Valladolid.

La fig. 7-5 muestra los resultados comparativos de las PSD numéricas y experimentales de un tren S102 con sentido Valladolid. Los valores correspondientes a los trenes S121, y S130, y todos los trenes en el sentido Segovia, son presentados en los Anexos (Fig. A-81 a A-86). Las figuras presentan un ajuste relativamente bueno considerando las limitaciones del método.

Cabe destacar que en general se observa un pico en torno a los 15-30 Hz seguido de una caída abrupta, esto ocurre para todos los tipos de trenes y en todos los sentidos. Aunque este pico se presenta en los datos experimentales, la magnitud es superior en los resultados numéricos, y según se analizó la influencia de los parámetros del modelo de la estructura, tales frecuencias no coinciden con ningún componente asociado al modelo. Estos incrementos en la respuesta podrían estar asociados a la distancia entre ruedas de un mismo *bogie* ya que para velocidades entre 200 y 300 km/h dichas frecuencias están asociadas a distancias en torno a los 2.80 metros.

Por otra parte, la diferencia en magnitud entre valores numéricos y experimentales para la caída que se presenta en torno a los 50 Hz se ve reducida al incrementar la masa no suspendida, lo cual podría estar asociada a los efectos de la masa movilizada por el *bogie* y el tren.

Para el rango entre los 50 y 150 Hz se observa un mejor ajuste, tanto en magnitud como en forma general de las PSD, principalmente para los sensores más próximos a las vías por la que circula el tren. El ajuste para este rango de frecuencias es muy importante, ya que muchas frecuencias propias de la estructura están localizadas en esta zona.

Es importante señalar, que el proceso de ajuste es realizado considerando tres tipos de trenes en dos sentidos diferentes, y buscando valores de parámetros de ajuste que sean globales independientemente del sentido y del tipo de tren (salvo la carga y distribución de ejes), por lo tanto, se intenta buscar de manera general la mayor correspondencia entre todos los resultados.

7.3.3. Valores de los parámetros ajustados en el modelo

Los valores ajustados de las propiedades del modelo de emisión son presentados en la tabla 7-1 y la tabla 7-2, los correspondientes al modelo de la estructura (losa y hastial) son presentados en la tabla 7-3.

Tabla 7-1: Valores nominales y ajustados del modelo de emisión

Elemento	Propiedades	Unidades	Valor	Límite inferior	Límite superior
Masa no suspendida (Rueda)	Masa M_r	kg	750	250	1500
Contacto rueda-carril (Hertz)	Rigidez k_{Hertz}	GN/m	1.875	-	-
	Amortiguamiento c_{Hertz}	kNs/m	34.63	-	-
Carril (60E1)	Módulo elástico E	GPa	210	-	-
	Densidad ρ	kg/m^3	7 850	-	-
	Coeficiente de Poisson ν	-	0.3	-	-
	Área sección A	cm^2	76.70	-	-
	Inercia I	cm^4	3 038.3	-	-
Almohadillas de sujeción (Railpad)	Rigidez k_{rp}	MN/m	110	-	-
	Amortiguamiento c_{rp}	kNs/m	15	13.5	100
Traviesas	Masa m_s	kg	330	-	-
	Separación S_s	cm	60	-	-
Balasto	Rigidez k_b	MN/m	100	50	200
	Amortiguamiento c_b	kNs/m	980	15	1 000
Perfil de irregularidad	Rugosidad ref. ² $G_{rr}(\eta_0)$	m^3	Variable	1×10^{-9}	0.5×10^{-6}
	Exponente γ	-	3.5	2.5	4.0
	Ángulo de fase Δ_η	rad	Variable	$-\pi$	π
	Núm. freq. espaciales ηT	Ud.	4 096	-	-

Tabla 7-2: Rugosidad de referencia según el tipo de tren.

Tren	$G_{rr}(\eta_0) [m^3]$
S102	1×10^{-9}
S121	1×10^{-8}
S130	2×10^{-8}

La rugosidad de referencia fue ajustada según el tipo de tren. Los valores ajustados son mostrados en la tabla 7-2.

² Los valores ajustados de $G_{rr}(\eta_0)$ son mostrados en la tabla 7-2

Tabla 7-3: Valores nominales y ajustados de la estructura.

Elemento	Propiedades	Unidades	Valor	Límite inferior	Límite superior
Losa equivalente ³	Espesor	t	m	0.30	-
	Modulo elástico	E	GPa	33	-
	Densidad	ρ	kg/m^3	6 005	-
Hastial	Espesor	t_w	m	0.2	-
	Módulo elástico	E_s	GPa	33	-
	Densidad	ρ	kg/m^3	2 500	-
Apoyo viscoelástico	Rigidez	k_m	kN/m^3	50	10
	Amortiguamiento	c_m	kNs/m^3	30	10
Apoyo extremo hastial	Rigidez muelle Horizontal	K_h	GN/m^2	10	0.1
	Rigidez muelle rotacional	K_r	$\frac{MN}{rad \cdot m}$	60	1

Los valores del amortiguamiento proporcional empleado en la losa son mostrados en la siguiente figura.

Fig. 7-6: Amortiguamiento de la losa para el ajuste del modelo.

La fig. 7-6 muestra la variación del amortiguamiento empleado en el ajuste del modelo numérico calculado con la formulación del de Rayleigh, y con valores $\alpha = 6.3132$ y $\beta = 3.96 \times 10^{-4}$.

³ Los valores de losa equivalente son calculados en la sección 6.1.2.

7.3.4. Frecuencias propias según el modelo S-MN

Ajustado el modelo numérico de la estructura, se presentan las frecuencias fundamentales del paso inferior, calculadas en el modelo S-MN (Estructura: método de los elementos finitos basados en la teoría de Mindlin-Reissner).

Tabla 7-4: Frecuencias propias: modelo S-MN ajustado.

Freq. Propia	(Hz)
1	38.64
2	39.62
3	42.65
4	47.76
5	55.08
6	64.71
7	76.81
8	89.97
9	91.02
10	91.55

La tabla 7-4 muestra los valores de las frecuencias propias calculadas a partir del modelo estructural formulado bajo la teoría de Mindlin (S-MN) y permiten comprobar el rango en el que se encuentran localizadas las primeras frecuencias propias para la estructura ensayada.

7.3.5. Comparación de la historia temporal y PSD numéricos y experimentales

En esta sección se realiza la comparación de las historias temporales de dos trenes:

- Tren S130 con sentido Segovia.
- Tren S121 con sentido Valladolid en doble composición.

Las historias temporales son presentadas para una única iteración. Posteriormente, son presentadas las comparaciones de las PSD de la respuesta para ambos trenes.

Fig. 7-7: Respuesta experimental y numérica: tren S130 con sentido Segovia.

La fig. 7-7 muestra la comparación de la historia temporal numérica y experimental de un tren S130 con sentido Segovia viajando a una velocidad de 190 km/h. Puede observarse en la figura que la mayor respuesta se experimenta en el sensor J, el cual está localizado más próximo a la vía por la que circula el tren, y en donde las respuestas experimentales y numéricas son más parecidas.

Por otra parte, la respuesta es significativamente mayor para el sensor más alejado de la losa, que es donde se experimenta la menor respuesta de esta. También se observa que las aceleraciones en el hastial están sobrestimadas, aunque presenta las mismas relaciones entre sensores, tal como ocurre con la losa.

Fig. 7-8: Respuesta experimental y numérica: tren S121 con sentido Valladolid.

La fig. 7-8 muestra la comparación de la historia temporal numérica y experimental de un tren S121 con sentido Valladolid viajando en doble composición a una velocidad de 230 km/h.

Puede observarse en la figura que la mayor respuesta se presenta en los sensores J y K, localizados próximos a la vía. Por otra parte, la respuesta es sobrestimada significativamente para el sensor más alejado de la losa y los hastiales, similar a lo que ocurre con el tren S130.

Fig. 7-9: PSD experimental y numérica de la respuesta: tren S130 con sentido Segovia.

La fig. 7-9 muestra las comparaciones de las PSD ante el paso de un tren S130 con sentido Segovia y viajando a 190 km/h, y cuyas historias temporales son presentadas en la fig. 7-7.

Se observa a modo general que la respuesta de la losa está mejor ajustada, comparadas con el hastial, y que a su vez las respuestas mejores representadas son aquellas localizadas en las cercanías de la vía por la que circula el tren.

La respuesta en los sensores más alejados de la vía parece estar sobrestimada, aunque esto no representa un problema para el método propuesto, ya que el objetivo fundamental es representar el comportamiento dinámico de la estructura, y las solicitaciones máximas ocurren en las zonas próximas a la vía por las que circula el tren.

Fig. 7-10: PSD experimental y numérica de la respuesta: tren S121 con sentido Valladolid.

La fig. 7-10 muestra la comparación de las PSD numéricas y experimentales de un tren S121 con sentido Valladolid viajando en doble composición a 230 km/h, y cuya historia temporal está representada en la fig. 7-8. Los resultados muestran un ajuste global de las densidades espectrales, si bien es cierto que el método numérico no logra representar el comportamiento exacto de la estructura. Considerando la simplicidad del modelo propuesto para el cálculo de la respuesta, los resultados de las aceleraciones máximas, la complejidad de las estructuras de paso semienterradas, los resultados calculados numéricamente muestran cierta afinidad con los datos experimentales, y las formas de las PSD y magnitudes en el rango de mayor importancia de la estructura son bastante cercanos.

7.3.6. Representación de la respuesta en espectros de tercios de octava

En esta sección se procede a la comparación del modelo ajustado con los datos experimentales obtenidos en la línea de alta velocidad. La comparación se realiza en espectros de tercios de octava y decibelios, ya que son representaciones empleadas para

la medición de niveles de vibración en estructuras. Los decibelios son calculados con la expresión definida en la (ISO 8041-2005, 2005):

$$dB = 20 \log \left(\frac{a_w}{a_0} \right) \quad (7.1)$$

siendo la a_0 aceleración de referencia ($a_0 = 10^{-6} \text{ m/s}^2$).

Fig. 7-11: Espectro en tercios de octavas: tren S121 sentido Segovia.

La fig. 7-11 muestra los niveles de aceleración en decibelios y espectros de tercios de octava para el paso de 6 trenes S121 con sentido Segovia. Los valores correspondientes a los demás tipos de trenes y sentidos son mostrados en la sección *Anexos* (Fig. A-87 a A-92), donde el número de trenes, sentido y velocidades de paso de los para los diferentes trenes coinciden con los datos experimentales.

Se observa que la respuesta en tercios de octava está más ajustada a los datos experimentales en los sensores de la losa, y más en aquellos localizados en la proximidad a la vía por la que circula el tren. Además, se puede notar que la respuesta numérica calculada en el hastial es en general sobrestimada respecto a los valores experimentales.

Es importante señalar que, aunque se observan diferencias notables entre los valores experimentales y numéricos, las formas de las envolventes de ambos grupos tienen un aspecto similar y, considerando el desacoplamiento, la simplicidad del método y los

reducidos tiempos de cálculo, permiten obtener una buena aproximación del comportamiento dinámico de la estructura.

7.3.7. Contornos de aceleraciones máximas

Una de las particularidades del método simplificado es que permite el análisis rápido de la estructura, por tanto, se puede obtener una base de datos de cargas de trenes (historia temporal de la fuerza del balasto para aplicar a la estructura) y realizar un análisis de manera rápida de la respuesta estructural para diferentes combinaciones de cargas y trenes.

El método permite además el cálculo de las zonas de aceleraciones máximas ante el paso de un tipo de tren específico e incluso variaciones de velocidades.

Fig. 7-12: Aceleraciones máximas en la losa y hastial: tren S121.

La fig. 7-12 muestra los contornos de las aceleraciones máximas que ocurren en la estructura (losa y hastial) para 20 simulaciones de trenes de la serie S121, y las líneas punteadas indican las posiciones de los carriles por los cuales circula el tren. Los valores correspondientes a las series S102 y S130 son presentadas en la sección *Anexos* (Fig. A-93 y A-95).

En el tren S102 (ver fig. A-93) las aceleraciones sobrepasan los valores de 3.5 m/s^2 prescrito por el “Eurocode 1: Action on structures. Part 2: Traffic load on bridges” (EN 1991-2: 2002, 2002). Este límite pretende evitar problemas de desagregación del balasto por excesiva vibración en puentes debido a resonancias. Los datos obtenidos generaron preocupación y fueron comunicados al gestor de la Línea (ADIF), quien realizó una inspección visual de las vías aplicando los protocolos de mantenimiento, y concluyeron que no existían problemas de desagregación del balasto. Esto se justifica por

varios motivos: en primer lugar, porque la aceleración es bastante inferior al valor de la gravedad y el margen de seguridad que adopta la normativa es elevado; en segundo lugar, porque si bien es cierto que el Eurocódigo se refiere a las cargas de tráfico en puentes, y los marcos se contemplan dentro del grupo, el comportamiento dinámico es completamente diferente (son más rígidos, las frecuencias propias se encuentran en un rango muy superior, y el terreno circundante aporta un elevado amortiguamiento), por lo que no existen fenómenos resonantes. Sería importante considerar este tipo de obras de manera independiente en la normativa, y la metodología presentada en esta tesis sirve de apoyo y criterio a la hora de evaluar estructuras de este tipo.

7.3.8. Contornos de aceleraciones máximas ante el paso de trenes simultáneos

Una ventaja aportada por el método propuesto en esta tesis es la facilidad con la que se permite obtener estudios paramétricos y contornos de aceleraciones, siendo posible evaluar de forma rápida y sencilla las zonas donde ocurren las mayores solicitaciones dinámicas ante el paso de trenes.

En este apartado se analiza el paso simultáneo de dos trenes circulando en sentido contrario por cada vía, para ello se ha considerado la carga combinada más desfavorable. El procedimiento de cálculo con el método establecido es simple y consiste en superponer las acciones en el dominio de la frecuencia tomando la fuerza transmitida por el balasto desde los carriles correspondientes a cada tren.

El método es útil a la hora de seleccionar los puntos donde se esperarían las mayores solicitaciones, a los fines de localizar los sensores al momento de realizar estudios experimentales *in situ*. Por ejemplo, se puede observar en la fig. 7-13 que, con el análisis de los contornos, las aceleraciones máximas del hastial ocurren en la mitad superior del elemento, lo que indicaría que el punto para captar aceleraciones importantes en un ensayo se localizaría en esta zona.

Fig. 7-13: Aceleraciones máximas en losa y hastial: trenes simultáneos (S121 y S130).

La fig. 7-13 muestra las aceleraciones máximas en la losa y uno de los hastiales ante el paso de dos trenes simultáneamente (S121 y S130) circulando en sentidos contrarios.

Los resultados de diferentes tipos de trenes cruzando simultáneamente sobre la estructura son presentados en la sección *Anexos* (Fig. A-96 a A-101), en donde se observan valores de aceleraciones consistentes con los contornos presentados en la fig. 7-13.

Ante el paso de trenes simultáneos los valores máximos de aceleraciones se presentan debajo de las vías, similar a lo que ocurre en las fig. 7-12, A-93 y A-95 para el paso de trenes individuales, pudiéndose inferir que las aceleraciones máximas no experimentan grandes diferencias. Sin embargo, para trenes simultáneos del mismo tipo y/o que generen respuestas con contenido en frecuencia muy similares, podrían ocurrir incrementos considerables de aceleraciones en la zona entre los carriles exteriores de ambas vías (fig. A-96).

7.3.9. Representación de aceleraciones máximas en la losa

A partir del cálculo de los contornos de aceleraciones en la losa, se puede obtener una sección transversal donde se muestran las comparaciones de las aceleraciones máximas experimentales y numéricas en el centro de la losa.

Fig. 7-14: Aceleraciones máximas en el centro del vano de la losa.

La fig. 7-14 muestra las aceleraciones máximas en el centro de la losa del modelo numérico y los datos experimentales según los diferentes tipos de trenes. Los resultados numéricos fueron calculados para un total de 20 iteraciones.

Se puede comprobar en la fig. 7-14 que las aceleraciones máximas presentadas en la vía superan las captadas por los sensores, presentándose los valores picos en el área entre carriles. Los valores del tren S102 están sobrestimados, aunque cabe destacar que es el tren del que se disponen menos datos para el ajuste. Sin embargo, los trenes S130 y S121 presentan un ajuste más cercano a los valores experimentales, siendo sobrepasado por algún caso aislado, cuyas causas podrían ser atribuibles a diversas circunstancias, por ejemplo, a las condiciones de rodadura del tren en particular, entre otras.

Capítulo 8. Conclusiones y desarrollos futuros

8.1. Conclusiones

En la presente tesis se plantea el desarrollo de un método numérico simplificado para el cálculo dinámico de estructuras semienterradas en vías de trenes de alta velocidad. El modelo ha sido ajustado a partir de datos experimentales obtenidos principalmente para tres tipos de trenes viajando a velocidades comprendidas entre 160 y 300 km/h en la línea de alta velocidad Segovia-Valladolid.

El modelo numérico desarrollado se divide en dos partes: un modelo de emisión bidimensional que transmite las cargas producidas por el tren, y la estructura que recibe las cargas sobre la losa y en la cual se realiza el cálculo dinámico.

El modelo de emisión está constituido por la masa no suspendida del tren, elementos de vía sobre balasto (carriles, sujeciones, traviesas), propiedades del balasto y la capa de forma. El cálculo dinámico se realiza considerando el paso de las cargas por eje, y la sollicitación dinámica del contacto rueda-carril, haciendo uso de un modelo de irregularidad de la vía.

El modelo estructural está conformado por un modelo de losa formulado con la teoría de Kirchoff y funciones de forma trigonométricas, acoplado a un modelo de hastial basado en vigas verticales adyacentes apoyadas sobre un medio viscoelástico. El acoplamiento se realiza mediante la compatibilidad de giro en las uniones de la losa y los hastiales, y la adición a la rigidez de la losa de la impedancia dinámica de los hastiales.

El procedimiento para la comprobación del modelo numérico propuesto fue realizado conforme los siguientes pasos:

1. Realización de una campaña de ensayos en un marco rectangular de la línea de ferrocarril de alta velocidad que une a Segovia y Valladolid, y en la cual se obtuvieron datos de aceleraciones en la losa y un hastial. Durante el ensayo se identificaron los diferentes trenes que circulaban sobre la vía y sus velocidades.
2. Implementación y verificación de manera independiente de modelos parciales de emisión, losa y hastial, el estudio de los cuales ha permitido definir criterios como, discretización, el número de funciones de forma seleccionadas para la losa, entre otros.

3. Realización de estudios paramétricos de las principales variables involucradas en el problema, siguiendo el procedimiento descrito a continuación:
 - a. Selección de parámetros base o nominales para los modelos de emisión y la estructura.
 - b. Selección de rangos de variación de cada uno de los parámetros de los modelos según sus valores probables.
 - c. Evaluación de la respuesta de la estructura para los rangos de variación de los parámetros nominales y límites.
 - d. Realización de tablas de resumen cualitativas sobre la influencia de cada parámetro en la respuesta de la losa y el hastial, en función de la frecuencia. Estas tablas se complementan con las gráficas de influencia en la evaluación de cada parámetro.
4. Ajuste heurístico e iterativo del modelo de emisión y la estructura considerando el estudio paramétrico anterior. El ajuste se realiza en frecuencia analizando las densidades espectrales de la respuesta en los puntos donde existen datos experimentales. El orden de realización es el siguiente:
 - a. Aproximación inicial de los parámetros de la irregularidad para el ajuste en magnitud de los niveles de la respuesta de la estructura. Debido a que la irregularidad influye significativamente sobre la respuesta en todas las bandas de frecuencia esto permite una aproximación global de las densidades espectrales.
 - b. Ajuste de la respuesta de la losa variando los parámetros de la emisión y de la estructura. Se realiza inicialmente el ajuste de la losa, ya que el estudio paramétrico indica que la modificación de estas variables tiene influencia directa sobre la respuesta de la losa y del hastial.
 - c. Ajuste de la respuesta del hastial, modificando principalmente los parámetros del propio hastial. Se realiza este ajuste en último término porque el estudio paramétrico ha demostrado que la modificación de estas variables tiene una influencia directa sobre el hastial, y en menor medida sobre el resto de la estructura.
 - d. Revisión de los resultados y reajuste siguiendo el orden anterior en caso de ser necesario.

5. Comprobación de datos numéricos y experimentales, y la realización de análisis complementarios, tales como los contornos de aceleraciones máximas en la estructura.

Los principales aportes del modelo numérico propuesto están en su simplicidad y velocidad de cálculo. Los puntos fuertes del modelo propuesto se resumen en:

- Al estar desacoplado el modelo de emisión y el de la estructura es posible generar y almacenar catálogos de cargas (trenes), para su aplicación a diferentes estructuras. El análisis del modelo de emisión es lo que más tiempo computacional demanda, por lo tanto, esta forma de proceder resulta ventajosa. Por ejemplo, en el análisis transitorio de un modelo de emisión con 7 142 grados de libertad (60 traviesas y 60 elementos de carril entre traviesas) son necesarios aproximadamente 12 minutos para calcular 10 000 pasos de tiempo en un ordenador personal de 4 núcleos y 6 GB de memoria RAM.
- El modelo de la estructura se realiza con pocos grados de libertad y con tiempos de cálculo muy bajos (inferiores a 10 segundos en el mismo ordenador personal, para un análisis armónico con 2 000 puntos de frecuencia).
- La posibilidad de implementación de manera sencilla en oficinas de cálculo, frente al uso de códigos comerciales donde el coste, la selección de los tipos de elementos, materiales, tiempos de cálculo, etcétera, dificultan su utilización y comprensión.
- Permite realizar estudios paramétricos de manera fácil y rápida, siendo posible analizar para cada parámetro del modelo su influencia sobre la respuesta de la estructura y generar tablas cualitativas para los procesos de ajuste.

Con el desarrollo del modelo numérico que se plantea en esta tesis se ha podido comprobar:

- Las estructuras semienterradas constituyen una parte fundamental de las líneas de ferrocarril, ya que están presente como obras de drenaje, cruces peatonales, pasos de faunas, etcétera. Su correcto funcionamiento es vital para la operación de vías ferroviarias, ya que estas forman parte de las estructuras de funcionamiento crítico dentro de los servicios públicos.

8.1. Conclusiones

- Se ha constatado la poca cantidad de estudios realizados para el análisis de estructuras semienterradas, y la carencia de resultados para el contraste de diferentes modelos.
- Tampoco existen métodos simples que permitan evaluar la respuesta estructural de pasos inferiores en las tres dimensiones, aunque se puede encontrar algún programa de cálculo especializado de mayor complejidad y demanda computacional para su aplicación en este tipo de estructura. La simplicidad del modelo de cálculo es muy importante a la hora de realizar estudios paramétricos, ya que aumenta considerablemente la cantidad de casos a analizar y los tiempos de cálculo.
- Respecto a la irregularidad se ha podido comprobar:
 - a. La influencia de la irregularidad del carril en la fuerza del balasto y la respuesta de la estructura está limitada a frecuencias superiores a 35 Hz mientras que para frecuencias inferiores el problema está gobernado por la carga del tren.
 - b. En comparación con estructuras de puentes, la consideración de la irregularidad del carril tiene gran importancia en pasos inferiores ya que son estructuras con frecuencias propias localizadas en la zona de influencia de la irregularidad.
 - c. La irregularidad del carril constituye el componente más influyente en la magnitud de la respuesta estructural en un mayor rango de frecuencias, mientras que los demás parámetros analizados presentan comportamientos focalizados en determinadas frecuencias.
- El estudio paramétrico ha demostrado que la velocidad de circulación del tren influye significativamente en la magnitud de la respuesta de la estructura. Sin embargo, en el ajuste realizado del modelo propuesto la velocidad no adquirió mayor relevancia ya que los trenes, según su tipo, viajaban a velocidades similares.
- La composición de los trenes en circulación (simple o doble) no afecta de manera considerable la respuesta de la estructura. Los datos experimentales y resultados numéricos muestran valores pico de aceleraciones ante el paso de cada eje, sin apreciarse fenómenos resonantes. Además, los resultados numéricos de las densidades espectrales de la respuesta de la estructura para composiciones simple y doble presentan valores muy similares.

- Los resultados del ajuste muestran que es un problema complejo en el que es difícil alcanzar un grado de ajuste óptimo, sin embargo, el objetivo del ajuste heurístico global se puede considerar alcanzado, considerando la simplicidad del método y las variables involucradas en el problema.

Una vez establecido el ajuste del modelo numérico, los estudios complementarios han permitido extraer las siguientes conclusiones:

- La representación gráfica de los contornos de las aceleraciones máximas en la losa y el hastial muestran claramente que las zonas sometidas a mayores aceleraciones son aquellas localizadas entre los carriles por los que circula el tren en cada momento.
- El estudio del paso simultáneo de trenes sobre la estructura ha mostrado que aún en este escenario las aceleraciones pico se mantienen localizadas debajo de las vías, aunque para el paso de trenes con características similares (tipo y velocidad), en ocasiones se presenta una zona de alta aceleración en la zona intermedia de la losa, con valores cercanos a los experimentados bajo las vías del tren.
- Los resultados experimentales y numéricos muestran que en las zonas de mayor aceleración podrían experimentarse valores superiores al límite de 3.5 m/s^2 establecido por el Euro código para tableros en puentes, y cuyo objetivo es evitar la desagregación del balasto. Consultado este hecho con ADIF, que tras una inspección visual de la estructura y de los protocolos de mantenimiento, comprobó que no hacía falta ninguna actuación por no observarse desagregación del balasto.
- Los límites de aceleraciones verticales en pasos inferiores deberían estar categorizados de manera independiente, ya que se evidencia que no se producen efectos resonantes, y el límite de las aceleraciones pico está orientado a estructuras con frecuencias propias inferiores (tales como puentes).

8.2. **Desarrollos futuros y líneas de investigación:**

El trabajo realizado en esta tesis ha puesto de manifiesto la complejidad del análisis dinámico de estructuras semienterradas, y deja abiertas diferentes líneas futuras de investigación, como son:

- El desarrollo de nuevas campañas de medidas que permitan tener una mayor disponibilidad de datos, en particular:
 - Datos de aceleraciones en las vías del tren.
 - La medida de la irregularidad en la superficie de los carriles.
 - La obtención de funciones de transferencia losa-vía y hastial-vía.
 - Datos de aceleraciones en estructuras con diferentes geometrías a la ensayada.
 - Ensayos modales para la obtención de frecuencias propias de la estructura y los niveles de amortiguamiento.
- La implementación de un modelo numérico con acoplamiento entre el modelo de emisión y la estructura (aunque se limitaría la opción de disponer de un catálogo de carga), favoreciendo la interacción dinámica entre todos los elementos que intervienen en el problema.
- La implementación de grados de libertad verticales en los apoyos de la estructura, para lo cual sería necesario introducir nuevas funciones de forma.
- La implementación de nuevas condiciones de contorno que permitan contemplar elementos adicionales de los pasos inferiores, tales como los localizados en los extremos libres de la estructura.
- El ajuste del modelo numérico en función del tipo de tren, velocidad, carga de ejes, etcétera, y el estudio de las variaciones del comportamiento de todos los parámetros, a los fines de identificar posibles efectos no lineales.
- El estudio detallado del comportamiento de la losa, plataforma y el balasto como sección compuesta, y la evaluación de los efectos de no linealidad.
- El estudio de la zona de transición próximo a la estructura y su influencia sobre la respuesta, ya que en el modelo propuesto solo se consideran las solicitaciones dinámicas aportadas por las traviesas colocadas directamente sobre la estructura, y los resultados experimentales muestran vibraciones inducidas por los trenes al aproximarse a la estructura.

- El estudio de los niveles de tensiones y fatiga en la estructura ante las solicitaciones generadas por las cargas móviles de trenes.

ANEXOS

A.1. MAC: Formas modales de la losa

Tabla A- 1. Comparación de las primeras 20 formas modales de la losa: MAC L-KR vs L-FFR

[illegible]

A.2. Funciones de transferencia de la Losa

Fig. A-1: Funciones de transferencia en aceleraciones de la losa de 0.20 m de espesor

Fig. A-2: Funciones de transferencia de los giros de la losa de 0.20 m de espesor

Fig. A-3: Funciones de transferencia en aceleraciones de la losa de 0.30 m de espesor.

Fig. A-4: Funciones de transferencia de los giros de la losa de 0.30 m de espesor.

Fig. A-5: Funciones de transferencia en aceleraciones de la losa de 0.40 m de espesor.

Fig. A-6: Funciones de transferencia de los giros de la losa de 0.40 m de espesor.

A.3. Funciones de transferencia del hastial

Fig. A-7: Función de transferencia del hastial con un ancho de 0.20 m.

Fig. A-8: Función de transferencia del hastial con un ancho de 0.50 m.

A.4. Número de simulaciones

Fig. A-11: Fuerza en el balasto para 500 simulaciones: Tren S102 a 300 km/h.

Fig. A-12: Fuerza en el balasto para 500 simulaciones: Tren S121 a 240 km/h.

Fig. A-13: Fuerza en el balasto para 500 simulaciones: Tren S130 a 200 km/h.

Fig. A-14: PSD de la respuesta para 500 simulaciones: tren S102 a 300 km/h.

Fig. A-15: PSD de la respuesta para 500 simulaciones: tren S121 a 240 km/h.

Fig. A-16: PSD de la respuesta para 500 simulaciones: tren S130 a 200 km/h.

Fig. A-17: Promedio de la respuesta para 50 grupos de 20 simulaciones a 1 Hz.

Fig. A-18: Promedio de la respuesta para 50 grupos de 20 simulaciones a 5 Hz.

Fig. A-19: Promedio de la fuerza en el balasto para 50 grupos de 20 simulaciones a 1 Hz.

Fig. A-20: Promedio de la fuerza en el balasto para 50 grupos de 20 simulaciones a 5 Hz.

A.5. Variación del parámetro de calidad de vía $Grr(\eta\sigma)$

Fig. A-21: Perfiles de irregularidad variando $Grr(\eta\sigma)$, tren S102 a 300 km/h.

Fig. A-22: Perfiles de irregularidad variando $Grr(\eta\sigma)$, tren S121 a 240 km/h.

Fig. A-23: Perfiles de irregularidad $G_{rr}(\eta_0)$, tren S130 a 200 km/h.

Fig. A-24: Respuesta de la estructura ante la influencia de $G_{rr}(\eta_0)$; tren S102.

Fig. A-25: Respuesta de la estructura ante la influencia de $G_{rr}(\eta_0)$; tren S121.

Fig. A-26: Respuesta de la estructura ante la influencia de $G_{rr}(\eta_0)$; tren S130.

A.6. Influencia a la variación del exponente de ajuste γ

Fig. A-27: Perfiles de irregularidad variando γ , tren S102 a 300 km/h.

Fig. A-28: Perfiles de irregularidad variando γ , tren S121 a 240 km/h.

Fig. A-29: Perfiles de irregularidad variando γ , tren S130 a 200 km/h.

Fig. A-30: PSD de la respuesta a la influencia de γ para 20 simulaciones; tren S102.

Fig. A-31: PSD de la respuesta a la influencia de γ para 20 simulaciones; tren S121.

Fig. A-32: PSD de la respuesta a la influencia de γ para 20 simulaciones; tren S130.

A.7. Influencia de la variación de la masa no suspendida (m_r)

Fig. A-33: Influencia de la variación de m_r en la respuesta de la estructura: Tren S102.

Fig. A-34: Influencia de la variación de m_r en la respuesta de la estructura: Tren S121.

Fig. A-35: Influencia de la variación de m_r en la respuesta de la estructura: Tren S130.

A.8. Influencia de la variación de la rigidez del balasto (k_b)

Fig. A-36: Respuesta de la estructura variando la rigidez de k_b ; tren S102.

Fig. A-37: Respuesta de la estructura variando la rigidez de k_b ; tren S121.

Fig. A-38: Respuesta de la estructura variando la rigidez de k_b ; tren S130.

A.9. Influencia de la variación del amortiguamiento del balasto (c_b)

Fig. A-39: Respuesta de la estructura variando c_b ; tren S102.

Fig. A-40: Respuesta de la estructura variando c_b ; tren S121

Fig. A-41: Respuesta de la estructura variando c_b ; tren S130.

A.10. Tipo de carga sobre la estructura: Distribuida o puntual

Fig. A-42: PSD de la respuesta variando el criterio de carga; tren S102 a 300 km/h.

Fig. A-43: PSD de la respuesta variando el criterio de carga; tren S121 a 240 km/h.

Fig. A-44: PSD de la respuesta variando el criterio de carga; tren S130 a 200 km/h.

A.11. Variación del espesor equivalente de la losa (t_{eq})

Fig. A-45: Respuesta para diferentes espesores de la losa, tren S102 a 300 km/h.

Fig. A-46: Respuesta para diferentes espesores de la losa, tren S121 a 240 km/h.

Fig. A-47: Respuesta para diferentes espesores de la losa, tren S130 a 200 km/h.

A.12. Variación de la rigidez del apoyo viscoelástico de los hastiales (k_m)

Fig. A-48: PSD de la respuesta para diferentes valores de k_m : trenes S102 a 300 km/h.

Fig. A-49: PSD de la respuesta para diferentes valores de k_m : trenes S121 a 240 km/h.

Fig. A-50: PSD de la respuesta para diferentes valores de k_m : trenes S130 a 200 km/h.

A.13. Variación del amortiguamiento del apoyo viscoelástico de los hastiales (c_m)

Fig. A-51: PSD de la respuesta para diferentes valores de c_m : trenes S102 a 300 km/h.

Fig. A-52: PSD de la respuesta para diferentes valores de c_m : trenes S121 a 240 km/h.

Fig. A-53: PSD de la respuesta para diferentes valores de c_m : trenes S130 a 200 km/h.

A.14. Variación de los muelles horizontales en los apoyos de los hastiales (K_h)

Fig. A-54 PSD de la respuesta ante la influencia de K_h al paso de trenes S102.

Fig. A-55: PSD de la respuesta ante la influencia de K_h al paso de trenes S121.

Fig. A-56 PSD de la respuesta ante la influencia de K_h al paso de trenes S130.

A.15. Variación de los muelles rotacionales en los apoyos de los hastiales (K_r)

Fig. A-57: PSD de la respuesta ante la influencia de K_r al paso de trenes S102.

Fig. A-58: PSD de la respuesta ante la influencia de K_r al paso de trenes S121.

Fig. A-59 PSD de la respuesta ante la influencia de K_r al paso de trenes S130.

A.16. Influencia de la velocidad del tren

Fig. A-60: Influencia de la velocidad de circulación: tren S102.

Fig. A-61: Influencia de la velocidad de circulación: tren S121.

Fig. A-62: Influencia de la velocidad de circulación: tren S130.

A.17. Influencia de la composición del tren

Fig. A-63: Trenes S102 en doble y simple composición.

Fig. A-64: Trenes S121 en doble y simple composición.

Fig. A-65: Trenes S130 en doble y simple composición.

Fig. A-66: PSD trenes S102 en doble y simple composición.

Fig. A-67: PSD trenes S121 en doble y simple composición.

Fig. A-68: PSD trenes S130 en doble y simple composición.

A.18. Datos experimentales

Fig. A-69: Envelope de las PSD de aceleraciones experimentales: S102 a Valladolid.

Fig. A-70: Envelope de las PSD de aceleraciones experimentales: S121 a Valladolid.

Fig. A-71: Envolvente de las PSD de aceleraciones experimentales: S130 a Valladolid.

Fig. A-72: Envolvente de las PSD de aceleraciones experimentales: S102 a Segovia.

Fig. A-73: Envolvente de las PSD de aceleraciones experimentales: S121 a Segovia.

Fig. A-74: Envolvente de las PSD de aceleraciones experimentales: S130 a Segovia.

A.19. Densidades espectrales: Ajuste modelo y parámetros base.

Fig. A-75: PSD de la respuesta nominal y experimental, tren S102, sentido Valladolid.

Fig. A-76: PSD de la respuesta nominal y experimental, tren S121, sentido Valladolid.

Fig. A-77: PSD de la respuesta nominal y experimental, tren S130, sentido Valladolid.

Fig. A-78: PSD de la respuesta nominal y experimental, tren S102, sentido Segovia.

Fig. A-79: PSD de la respuesta nominal y experimental, tren S121, sentido Segovia.

Fig. A-80: PSD de la respuesta nominal y experimental, tren S130, sentido Segovia.

A.20. Densidades espectrales: Modelo ajustado

Fig. A-81: Resultados de ajuste del modelo: Tren S102, sentido Valladolid.

Fig. A-82: Resultados de ajuste del modelo: Tren S121, sentido Valladolid.

Fig. A-83: Resultados de ajuste del modelo: Tren S130, sentido Valladolid.

Fig. A-84: Resultados de ajuste del modelo: Tren S102, sentido Segovia.

Fig. A-85: Resultados de ajuste del modelo: Tren S121, sentido Segovia.

Fig. A-86: Resultados de ajuste del modelo: Tren S130, sentido Segovia.

A.21. Espectros tercios de octava

Fig. A-87: Espectro en tercios de octavas: trenes S102 sentido Valladolid.

Fig. A-88: Espectro en tercios de octavas: trenes S121 sentido Valladolid.

Fig. A-89: Espectro en tercios de octavas: trenes S130 sentido Valladolid.

Fig. A-90: Espectro en tercios de octavas: trenes S102 sentido Segovia.

Fig. A-91: Espectro en tercios de octavas: trenes S121 sentido Segovia.

Fig. A-92: Espectro en tercios de octavas: trenes S130 sentido Segovia.

A.22. Aceleraciones máximas en la estructura (Contornos).

Fig. A-93: Aceleraciones máximas en la losa y uno de los hastiales; Tren S102.

Fig. A-94: Aceleraciones máximas en la losa y uno de los hastiales; Tren S121.

Fig. A-95: Aceleraciones máximas en la losa y uno de los hastiales; Tren S130.

Fig. A-96: Aceleraciones máximas en losa y hastial, trenes simultáneos (S102 y S102).

Fig. A-97: Aceleraciones máximas en losa y hastial, trenes simultáneos (S102 y S121).

Fig. A-98: Aceleraciones máximas en losa y hastial, trenes simultáneos (S102 y S130).

Fig. A-99: Aceleraciones máximas en losa y hastial, trenes simultáneos (S121 y S121).

Fig. A-100 Aceleraciones máximas en losa y hastial, trenes simultáneos (S121 y S130).

Fig. A-101 Aceleraciones máximas en losa y hastial, trenes simultáneos (S130 y S130).

BIBLIOGRAFÍA

Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF) Instrucciones generales para los proyectos de plataforma (IGP). - [s.l.] : Ministerio de Fomento, 2011.

Alves Ribeiro Cristina , Rui Calçada y Raimundo Delgado Calibration and experimental validation of a dynamic model of the train-track system Calibration and experimental validation of a dynamic model of the train-track system [Publicación periódica] // Structure and InfraStructure engineering. - 2017.

Báez H. Manuel F. [y otros] A vibration prediction model for culvert-type railroad underpasses [Publicación periódica] // Engineering Structures. - 2018. - Vol. 172. - págs. 1025-1041.

Bathe K. J. Finite Element Procedures [Libro]. - New Jersey : Prentice Hall, 1996.

Batoz J. L., Bathe K. J. y Ho L. W. A study of three-node triangular plate bending elements [Publicación periódica] // International Journal of Numerical Methods in Engineering. - 1980. - Vol. 15. - págs. 1771-1812.

Biggs J.M. Structural Dynamics [Libro]. - [s.l.] : McGraw-Hill, 1964.

Blevins Robert D. Formulas for natural frequency and mode shape [Libro]. - New York : Van Reinhold Company, 1979.

Bowles Joseph E. Foundation Analysis and Design [Libro]. - [s.l.] : McGraw-Hill, 1997. - 9780071188449.

Braun H. y Hellenbroich T. Messergebnisse von Strassenunebenheiten (Measurement results of road irregularities) [Publicación periódica] // VDI Berichte 877, VDI Verlag / ed. VDI-Verlag. - Dusseldorf, Germany : [s.n.], 1991. - págs. 47-80.

Capel Horacio Ferrocarril, Territorio y Ciudades [Publicación periódica] // Revista Bibliográfica de Geografía y Ciencias Sociales. - [s.l.] : Universidad de Barcelona, 2007. - Vol. XII.

Chopra Anil K. Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering [Libro]. - New Jersey : Prentice-Hall, Inc., 1995.

Clough Ray y Penzien Joseph Dynamics of Structures [Libro]. - Berkeley, CA : Computers & Structures, Inc., 1995.

Dirección General de Explotación y Construcción Montaje de vía en balasto para obra nueva. - Madrid : ADIF, 2015.

Dirección General de Ferrocarriles Documentos complementarios no contradictorios para la aplicación de los Eurocódigos para el cálculo de puentes de Ferrocarril. - España : Centro de Publicaciones, Ministerio de Fomento, 2014.

EN 1990:2002+A1 EUROCODE 0, Basis of Structural Design [Informe]. - 2002.

EN 1991-2: 2002 EUROCODE 1, Actions on Structures. Part2: Traffic Loads on Bridges. - 2002.

Fernandez Martinez Javier Acciones humanas sobre estructuras. - Madrid : Tesis Doctoral, E.T.S.I. Industriales (UPM), 2015.

Ferreira A.J.M. MATLAB Codes for Finite Element Analysis: Solids and Structures [Libro]. - Porto : Springer, 2009.

Ferrer Sergio Bautista Evolución y perspectivas de futuro de los sistemas de alta velocidad ferroviaria en el mundo [Libro]. - Barcelona : Universidad Politécnica de Cataluña, 2016.

Fraile A [y otros] Dynamic Effects of High Speed Trains On Underpasses [Conferencia] // Proceedings of the Sixth International Conference on Computational Structures Technology, Civil Comp Press. - Stirling, Scotland : [s.n.], 2002.

Fryba L. Vibration of Solids and Structures under Moving Loads [Libro]. - Noordhoff : [s.n.], 1972.

Galvin P. y Dominguez J. High-speed train-induced ground motion and interaction with structures [Publicación periódica] // Journal of Sound and Vibration. - 2007. - 307. - págs. 755-777.

GNU Octave [En línea]. - 01 de 04 de 2019. - <https://www.gnu.org/software/octave/>.

Goicolea J.M. [y otros] Modelos Numéricos para Cálculo Dinámico de Puentes de Ferrocarril de Alta Velocidad [Conferencia] // Métodos Numéricos en Ingeniería V. - SEMNI, España : [s.n.], 2002.

Hillerborg A. Dynamic influences of smoothly running loads on simply supported girders [Informe]. - Stockholm : Kungliga Tekniska Höskolan, 1951.

Hinton E y Owen J.R. Finite Element Software for Plates and Shells [Libro]. - Swansea : Pineridge Press Limited, 1984.

Ishida M., Namura A. y Suzuki T. Prediction model of track settlement based on dynamic simulation [Conferencia] // The Proceedings of International Symposium on Seed-up and Service Technology for Railway and Maglev Systems : STECH. - Tokio : [s.n.], 2003.

ISO 1683-2008 Acoustics — Preferred reference quantities for acoustic levels. - 2008.

ISO 8041-2005 Human response to vibration-Measuring instrumentatation. - 2005.

ISO 8608:1995 Mechanical Vibration, Road Surface Profiles, Reporting of Measured Data / ed. Standardization International Organization for. - 1995.

Klasztorny Marian y Langer Jan Dynamic response of single-span beam bridges [Publicación periódica] // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. - 1990. - Vol. 19. - págs. 1107-1124.

Kohnke Peter Theory Reference for the Mechanical APDL and Mechanical Applications. - Canonsburg : ANSYS Inc., 2009.

Kouroussis G. [y otros] Train speed calculation using ground vibrations [Publicación periódica] // Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit. - 2015. - 5 : Vol. 229. - págs. 466-483.

Kouroussis G., Connolly D.P. y Verlinden O. Railway-induced ground vibrations – a review of vehicle effects [Publicación periódica] // International Journal of Rail Transportation. - 2014. - 2 : Vol. 2. - págs. 69-110.

Kryloff A. N. Über die erzwungenen Schwingungen von gleichförmigen elastischen Stäben [Publicación periódica] // Mathematische Annalen. - 1905. - Vol. 61. - pág. 211.

Lombaert G. y Degrande G. Ground-borne vibration due to static and dynamic axle loads of InterCity and high-speed trains [Publicación periódica] // Journal of Sound and Vibration. - 2009. - 3-5 : Vol. 319. - págs. 1036-1066.

Lombaert G., Degrande G. y Bekaert J. The influence of the train speed on vibrations due to high speed trains [Publicación periódica]. - Germany : [s.n.], 2007.

Melis Maynar Manuel Apuntes de introducción a la dinámica vertical de la vía y a las señales digitales en ferrocarriles [Libro]. - Madrid : [s.n.], 2008.

Mellat Peyman [y otros] Dynamic behaviour of a short span soil–steel composite bridge for high-speed railways – Field measurements and FE-analysis [Publicación periódica] // Engineering Structures. - 2014. - Vol. 69. - págs. 49-61.

Mindlin R. D. Influence of Rotary Inertia and Shear on Flexural Motion of Isotropic Elastic Plates [Publicación periódica] // Journal of Applied Mechanics. - 1951. - Vol. 18. - págs. 31-38.

Museros P. [y otros] Advances in the analysis of short span railway bridges for high-speed lines [Publicación periódica] // Computers and Structures. - 2002. - 80. - págs. 2121-2132.

Muzás Ferando Labad Mecánica del Suelo y Cimentaciones Vol. II [Libro]. - Madrid : Fundación Escuela de la Edificación, 2007.

Ono S., Ishida M. y Uchida M. Predicción del avance de la irregularidad de la vía mediante un modelo de análisis del comportamiento dinámico de la vía [Informe]. - Abril, 2001 : Informe RTRI Vol. XVI, Nº 4, , 2001.

Oñate Eugenio Structural Analysis with the Finite Element Method; Linear Statics. [Libro]. - Barcelona : International Center for Numerical methods in Engineering (CIMNE), 2013. - Vols. 2. Beams, Plates and Shells.

Owen R. J. y Hinton E. A Simple Guide to Finite Elements [Libro]. - Swansea, U.K. : Pineridge Press Limited, 1980.

Parques Nacionales Prescripciones Técnicas para el diseño de pasos de fauna y vallados perimetrales. Documentos para la reducción de la fragmentación de hábitas causada por infraestructuras de transporte. - Madrid : Ministerio de Medio Ambiente, 2006.

Pastor Miroslav, Binda Michal y TomášHarčarik Modal Assurance Criterion [Publicación periódica] // Procedia Engineering. - 2012. - Vol. 48. - págs. 543-548.

Perera Ricardo Introducción al Método de Elementos Finitos [Libro]. - Madrid : Sección de Publicaciones de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales. Universidad Politécnica de Madrid., 2004.

Petyt Maurice Introduction to Finite Element Vibration Analysis [Libro]. - New York : Cambridge University Press, 2010.

Pita Andrés López Apuntes para la historia de la alta velocidad por ferrocarril en Europa [Conferencia] // IV Congreso Historia Ferroviaria. - Málaga : [s.n.], 2006.

Reissner E. The Effect of Transverse Shear Deformation on the Bending of Elastic Plates [Publicación periódica] // Journal of Applied Mechanics. - 1945. - Vol. 67. - págs. A69-A77.

Romero A. [y otros] Soil-Structure interaction in resonant railway bridges [Publicación periódica] // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. - 2013. - 47. - págs. 108-116.

Saitoh Masato Lumped parameter models representing impedance functions at the end of a finite beam on a viscoelastic medium [Journal] // Computers and Structures. - 2012. - Vols. 92 - 93. - pp. 317-327.

Secretaría de Estado de Infraestructura del Transporte Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (IAPF-07). - España : Ministerio de Fomento, 2007.

Shinozuka M. y Deodatis G. Simulation of stochastic processes by spectral representation [Publicación periódica] // Applied Mechanics Reviews. - 1991. - Vol. 44. - págs. 191-204.

Shinozuka M. y Jan C Digital simulation of random processes and its application [Publicación periódica] // Journal of Sound and vibration. - 1972. - Vol. 25. - págs. 111-128.

Stokes G.G. Discussion of a differential equation related to the breaking of railway bridges [Informe]. - [s.l.] : Transactions of the Cambridge Philosophical Society 8 (Part5), 1867.

Suzuki Takahiro y Makoto Ishida Kazuhisa Abe, Kazuhiro Koro Measurement on Dynamic Behaviour of Track near Rail Joints and Prediction of Track Settlement. - 2005. - Vol. 46. - págs. 124-129.

Szilarud Rudolph Theories and Applications of Plate Analysis: Classical, Numerical and Engineering Methods [Libro]. - [s.l.] : John Wiley & Sons, 2004.

Timoshenko S.P. Erzwungene Schwingungen Prismatischer Stäbe (Forced vibrations of prismatic beams) [Publicación periódica] // Zeitschrift für Mathematik und Physik. - 1911. - 59.

Van Dyk Brandon J [y otros] Evaluation of dynamic and impact wheel load factors and their application in design processes [Publicación periódica] // Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit. - 2017. - 1 : Vol. 231. - págs. 33-43.

Vega J. [y otros] Dynamic response of underpasses for high-speed train lines [Publicación periódica] // Journal of Sound and Vibration. - 2012. - págs. 5125-5140.

Ventsel Eduard y Theodor Krauthammer Thin Plates and Shells [Libro]. - New York : Marcel Dekker, Inc., 2001.

Vinod Kumar Y. y Srinivas C Analysis and Design of Box Culvert by Using Computational Methods [Publicación periódica] // International Journal of Engineering & Science Research. - 2015. - 7 : Vol. 5. - págs. 856-861.

Vinson Jack R. Structural Mechanics: The behavior of Plates and SHells [Libro]. - New York : John Wiley & Sons, Inc., 1974.

Willis R. Appendix to the Report of the Commissioners Appointed to Inquire into the Application of Iron to Railway Structures [Informe]. - London : H.M. Statinary Office, 1984.

Zangeneh Abbas [y otros] Identification of soil-structure interaction effect in a portal frame railway bridge through full-scale dynamic testing [Publicación periódica] // Engineering Structures. - 2018. - Vol. 159. - págs. 299-309.

Zienkiewicz O.C. y Taylor R.L. The Finite Element Method, Volume 2: Solid Mechanics [Libro]. - Oxford : Butterworth-Heinemann, 2000.