



**Universidad
Politécnica
de Cartagena**



Universidad Politécnica de Cartagena

E.T.S de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

**ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DEL TIPO DE
TREN DE ALTA VELOCIDAD EN EL RIESGO DE
DESCARRILAMIENTO SOBRE UN VIADUCTO
DURANTE LA ACCIÓN DE UN SISMO**

Trabajo Fin de Máster

Autor:

Sonja Paunova Kolevska

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Director:

José Manuel Olmos Noguera

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Cartagena, 2022



Estudio de la influencia del tipo de tren de alta velocidad en el riesgo de descarrilamiento sobre un viaducto durante la acción de un sismo

Estudio de la influencia del tipo de tren de alta velocidad en el riesgo de descarrilamiento sobre un viaducto durante la acción de un sismo.

Trabajo fin de Máster

Universidad Politécnica de Cartagena

Cartagena, 2022.

Autor: Sonja Paunova Kolevska

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Universidad Politécnica de Cartagena

Paseo Alfonso XIII, nº52

Cartagena 30203

Correo electrónico: sonja.paunova@edu.upct.es, sonja.paunova.sp@gmail.com

Página web: <https://www.linkedin.com/in/sonja-paunova-810267155/>

Director: José Manuel Olmos Noguera

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Departamento de Ingeniería Minera y Civil

Universidad Politécnica de Cartagena

Cartagena 30203



Esta tesis se la dedico a mis padres Mirjana y Mitko, quienes me han comprendido en mis ambiciones, me han apoyado y dado la oportunidad de formarme todavía más. Ве сакам и ви благодарам бескрајно за сé најмили мои.

A todos mis amigos de Macedonia y España por estar conmigo estos dos años, apoyándome y motivándome incondicionalmente.

A ti José Manuel, primero por no permitirme renunciar el primer cuatrimestre, y ahora por toda tu ayuda y dedicación.

Por último, como decía Snoop Dogg, gracias a mí misma. Quiero agradecerme por hacer todo este trabajo duro, quiero agradecerme por no tener días libres, por nunca rendirme, por la dedicación y por tener ganas de mover mis límites.



Resumen

Para un puente o viaducto durante un sismo además de asegurar la seguridad estructural, también es importante garantizar la seguridad de los trenes que lo cruzan. Estudios anteriores han hecho análisis detallados sobre descarrilamiento de trenes en puentes, proponiendo algoritmos y modelos numéricos complejos para analizar el contacto rueda-carril y realizar análisis paramétricos. Pero estos métodos no suelen emplearse durante el diseño de los puentes ferroviarios porque no existen normativas de diseño de modelos, metodologías y porque son muy complejos. Su utilidad tiene mucho valor porque permite una simulación realista del descarrilamiento de un tren que es crucial a la hora de evaluar la seguridad de un tren que pasa por un puente durante un sismo.

En este estudio, se presentan los resultados de simulaciones numéricas en las que diferentes trenes de alta velocidad, tipo convencionales, articulados y regulares, circulan a varias velocidades por un viaducto alto sometido a movimientos sísmicos espacialmente variables y no estacionarios. Se han utilizado series temporales de aceleraciones y desplazamientos del suelo, generadas con el método de representación espectral en estudios previos. Estas series temporales describen el movimiento sísmico del suelo en cada pila del viaducto ferroviario estudiado y tienen en cuenta la variación espacial de la acción sísmica (el paso de las ondas sísmicas, las condiciones locales del suelo y los efectos de pérdida de coherencia de los movimientos sísmicos del suelo).

Las respuestas de los trenes y los puentes se han obtenido mediante un modelo de elementos finitos y de interacción dinámica no lineal. Se ha llevado a cabo un análisis de los índices de seguridad de tráfico de los trenes. Se detallan las propiedades los vehículos ferroviarios, de los sismos y las velocidades de los trenes que pueden comprometer la seguridad del tráfico, así como la probabilidad de descarrilamiento de los trenes. En los estudios realizados para este TFM, se han cuantificado los niveles de seguridad en la circulación a partir de los modelos de interacción construidos en el caso de trenes de alta velocidad ligeros, como el AVE S-100, el AVE S-103 y el AVE S-130 que viajan por un puente de pilares altos cuando actúan sismos de varias intensidades, frecuentes y fuertes. Además, se han empleado amortiguadores de masa sintonizados horizontales (TMD) en la cabeza de cada pila del viaducto estudiado, para estudiar la mejora en la seguridad del tráfico que estos dispositivos pueden conseguir.



En conclusión, se ha encontrado que la instalación de amortiguadores de masas sintonizadas en las cabezas de las pilas del viaducto alto analizado mejora la seguridad del tráfico de los trenes y la respuesta del puente. Estos dispositivos son una opción atractiva para considerar en el diseño de viaductos ferroviarios de gran altura, ya que pueden mejorar significativamente el nivel de servicio de estas estructuras.

Palabras clave: viaducto ferroviario de trenes de alta velocidad, modelo de elementos finitos, modelos de interacción dinámica no lineales, sismos espacialmente variables y no estacionarios, índice de seguridad de tráfico, amortiguadores de masa sintonizados



Abstract

Railway bridges must not only be structurally strong, but they must also meet certain requirements related to traffic safety. These requirements include limiting deformations and vibrations in the bridge. To assess these aspects, complex structural analysis techniques are often used. The goal of this thesis is for the student to apply advanced analyses to a railway viaduct bridge on a high-speed line.

The research presented in this thesis involves conducting numerical simulations to examine how a high-pier viaduct responds to non-stationary, spatially variable seismic ground motions when crossed by different types of high-speed trains at various speeds. The spectral representation method is used to generate the necessary series of acceleration time-histories at each support location of the railway viaduct. The simulated ground-motion time-histories consider wave passage, local soil conditions, and loss of coherency effects, as well as various peak ground accelerations. The responses of the trains and the bridge are obtained using a non-linear dynamic interaction model and a finite element model. The study also includes an analysis of train running safety indices and an examination of the properties of earthquakes, train speeds, and train vehicles that may pose risks to traffic safety. The probability of train derailment is also considered.

The research conducted for this thesis uses interaction models to quantify the levels of traffic safety for high-speed and light trains, such as the AVE S-100, AVE S-103, and AVE S-130, traveling over a high pier bridge under both normal and spatially variable seismic ground motion conditions.

Finally, the study looks at the impact of installing horizontal tuned mass dampers at the pier heads of the high viaduct on the traffic safety and bridge response. The results show that this type of installation can be an effective option for improving the serviceability level of high pier railway viaducts.

Keywords: high-speed railway viaduct bridge, finite elements model, non-linear dynamic interaction models, spatially variable seismic ground motions, RSPT, tuned mass dampers



ÍNDICE

Parte I. Introducción y modelos de interacción tren-puente-sismo utilizados.....	14
1 Introducción.....	16
Objetivos.....	20
Metodología y fases del proyecto	21
2 Estado del arte sobre estudios de descarrilamientos de trenes de alta velocidad sobre puente y fuera de puente	24
Introducción.....	24
Breve recorrido histórico sobre el estudio de descarrilamientos de trenes de alta velocidad debido a sismo	24
3 Marco teórico sobre el comportamiento sísmico y dinámico de puentes.....	32
Clasificación de las acciones	32
Descarrilamiento de vehículos ferroviarios	35
Situación de proyecto I.....	35
Situación de proyecto II.....	35
Acciones sísmicas	36
Componentes del movimiento	37
Cuantificación de las componentes	37
Espectros de respuesta elástica	38
Espectro de respuesta elástica dependiente del emplazamiento	38
Componente horizontal.....	38
Componente vertical.....	40
Espectro promedio del emplazamiento.....	40
Representación en el dominio del tiempo.....	40
Variabilidad espacial de la acción sísmica	41
Análisis dinámico	45
Vibración del suelo	46
Acciones dinámicas	49
Ecuaciones de movimiento.....	50
4 Descripción del viaducto a estudiar y del modelo de elementos finitos empleados para reproducir su comportamiento dinámico.....	54
Ubicación y características del viaducto	54
Características del puente	56
Tablero.....	57
Pilas	58
Modelo del puente y de la vía.....	58
Introducción.....	58
Modelo del puente	58



Elementos finitos empleados	62
Relaciones cinemáticas	63
Masa estructural y no estructural	63
Amortiguamiento del sistema dinámico del puente-vía	64
Sistema de ecuaciones del puente	65
Modelo de la vía	66
5 Modelos multi-body del vehículo utilizados y desarrollados	67
Introducción	67
Grados de libertad de los cuerpos rígidos del vehículo	67
Sistema de ecuaciones del tren	69
Hipótesis asumidas	71
Tren de alta velocidad tipo convencional RENFE S 103 (Siemens)	72
Descripción	72
Vector desplazamiento	73
Matrices de rigidez	74
Matriz de amortiguamiento	77
Matriz de masa	77
Características mecánicas del tren convencional AVE S-103 (ICE-3)	78
Modos de vibración y frecuencias	79
Tren tipo articulado Thalys S 100 (Alstom)	80
Descripción	80
Vector desplazamiento	84
Matrices de rigidez	85
Matriz de amortiguamiento	89
Matriz de masa	89
Características mecánicas del tren articulado AVE S-100 (Alstom)	91
Modos de vibración y frecuencias	94
Tren tipo regular RENFE S 130 (Talgo)	95
Descripción	95
Vector desplazamiento	98
Matrices de rigidez	99
Matriz de amortiguamiento	105
Matriz de masa	105
Características mecánicas del tren regular Renfe S-130 (Talgo 250)	106
Frecuencias y modos de vibración	109
6 Modelo de interacción Eje-Vía utilizado	112
Problema geométrico de rueda-carril	115
Relaciones cinemáticas eje-vía	115



Funciones geométricas para modelo con rueda de perfil completo.....	118
Fuerza de contacto tangencial rueda-carril	119
Teoría lineal de contacto de Kalker	120
Creepages. Velocidades relativas	120
Rozamiento. Shen-Hendrick-Elkins	121
Interacción normal rueda-carril	122
Fuerzas de interacción sobre el eje. Ecuaciones de equilibrio del eje.....	123
Fuerzas verticales de interacción eje-bogie $F_T^{L,R}$	123
Fuerzas laterales de interacción rueda-carril $F_Y^{L,R}$	125
Ecuaciones de equilibrio. Fuerzas verticales de contacto rueda-carril $F_Z^{L,R}$	126
Irregularidades de la vía	127
7 Solución numérica.....	128
8 Validación del modelo de interacción utilizado	128
9 Simulación de cargas sísmicas	129
Movimiento sísmico del suelo en los apoyos del puente.....	129
Un algoritmo basado en representación espectral	129
Esquema iterativo de Deodatis	133
Tratamiento de consistencia del registro de sismos.....	135
Simulaciones sísmicas del movimiento del suelo.....	137
Tipo de sismos generados.....	139
Sismo fuera del puente	140
Fuerzas sísmicas en el puente.....	140
Implementación del sistema dinámico tren-puente	143
10 Amortiguadores de masa sintonizados	144
Introducción.....	144
Amortiguadores de masa sintonizados	144
Definición y características	144
Ventajas y desventajas de los AMS.....	144
Frecuencia principal de oscilación de la cabeza de cada pila.....	147
Sintonización de los amortiguadores de masa	150
Parte II. Estudios realizados	157
11 Resultados del análisis estático modal espectral	159
12 Estudio de la respuesta dinámica del viaducto “Arroyo de las Piedras” de línea de alta velocidad por el paso de los tres trenes	163
Introducción.....	163
Descripción de los casos simulados.....	163
Comprobación de los estados de límite de servicio.....	164
Resultados de primera fase del estudio.....	164



Análisis de seguridad de tráfico (RSPT) realizado.....	164
Influencia de la intensidad del sismo y la velocidad de los trenes en las respuestas del puente y de los trenes	165
Simulaciones de los trenes viajando fuera del puente bajo la acción de fuertes sismos	165
Respuesta de los trenes	165
Simulaciones de los trenes viajando en vía sobre el puente bajo la acción de un sismo moderado (PGA=0.03g y PGA=0.01g).....	173
Respuesta del puente	173
Respuesta de los trenes	176
Resultados de segunda fase del estudio	179
Respuesta del puente	180
Respuesta de los trenes	183
Comparación entre respuestas del puente y de los trenes, con y sin AMS.....	186
13 Probabilidad de ocurrencia de descarrilamiento durante un sismo	189
Probabilidad de ocurrencia de sismo de PGD=0.03g en Álora, Málaga	189
Probabilidad de ocurrencia de sismo en otra ubicación, Granada	189
Tren AVE S 100 - THALYS viajando en vía sobre el puente	189
Tren AVE S 100 - THALYS viajando fuera del puente.....	191
14 Conclusiones	193
Sobre el modelo empleado	193
Sobre la acción sísmica utilizada.....	193
De los estudios realizados.....	194
Estudio de la respuesta dinámica de varios tipos de trenes y del viaducto alto de línea de alta velocidad estudiado bajo la acción de sismos	194
15 Bibliografía.....	197



ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1-1 MAPA DE LA RED FERROVIARIA DE AV Y LARGA DISTANCIA DE ESPAÑA	16
FIGURA 1-2 MAPA SÍSMICA GLOBAL (MAPAS DE SISMICIDAD Y PELIGROSIDAD - INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL (IGN.ES))	18
FIGURA 1-3 MAPA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA DE ESPAÑA (INFORMACIÓN SÍSMICA - INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL (IGN.ES))	19
FIGURA 2-1 DESPLAZAMIENTO DE LA VÍA FÉRREA DEBIDO AL SISMO EN TURQUÍA	25
FIGURA 2-2 LA BALA TREN SHINKANSEN DESCARRILADO DEBIDO AL SISMO EN NIIGATA CHUETSU, JAPÓN	26
FIGURA 2-3 SISMO DE JIASHIAN, TAIWÁN	27
FIGURA 2-4 LA BALA TREN SHINKANSEN DESCARRILADO DEBIDO AL SISMO EN KUMAMOTO, JAPÓN	28
FIGURA 2-5 EL TREN BALA TOHOKU SHINKANSEN DESCARRILADO DEBIDO AL SISMO EN SHIROISHI, JAPÓN	29
FIGURA 3-1 CLASIFICACIÓN GENERAL DE ACCIONES (IAPF)	34
FIGURA 3-2 SITUACIÓN DE PROYECTO I. CARGAS EQUIVALENTES (QA1D, QA1D). (PARA VÍAS SOBRE BALASTO LAS CARGAS PODRÁN DISTRIBUIRSE EN UN ANCHO DE 0.45 M)	35
FIGURA 3-3 SITUACIÓN DE PROYECTO II. CARGAS EQUIVALENTES (QA2D, QA2D). (PARA VÍAS SOBRE BALASTO LAS CARGAS PODRÁN DISTRIBUIRSE EN UN ANCHO DE 0.45 M)	36
FIGURA 3-4 MAPA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA (SEGÚN NCSE-02)	38
FIGURA 3-5 FORMA DEL ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACELERACIONES PARA UN ÍNDICE DE AMORTIGUAMIENTO $z = 5\%$	39
FIGURA 3-6 CONJUNTO DE DESPLAZAMIENTOS A	43
FIGURA 3-7 CONJUNTO DE DESPLAZAMIENTOS B	44
FIGURA 3-8 ACELEROGRAMA (www.scielo.org.ve/scielo.php?pid=)	49
FIGURA 4-1 MAPA DE LA COMUNIDAD AUTÓNOMA DE ANDALUCÍA. UBICACIÓN DEL VIADUCTO	54
FIGURA 4-2 LÍNEA AVE MADRID – MÁLAGA	55
FIGURA 4-3 ARROYO DE LAS PIEDRAS	56
FIGURA 4-4 ALZADO DEL VIADUCTO	57
FIGURA 4-5 SECCIÓN TRANSVERSAL EN CENTRO DE VANO DEL VIADUCTO	57
FIGURA 4-6 SECCIÓN TRANSVERSAL AL APOYO EN PILAS DEL VIADUCTO	58
FIGURA 4-7 MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DEL PUENTE. MODELO TIPO B	59
FIGURA 4-8 MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DEL PUENTE	61
FIGURA 5-1 TREN TIPO CONVENCIONAL	68
FIGURA 5-2 TREN TIPO ARTICULADO	68
FIGURA 5-3 TREN TIPO REGULAR	69
FIGURA 5-4 TREN RENFE AVE S-103	72
FIGURA 5-5 MODELO VEHÍCULO CONVENCIONAL	73
FIGURA 5-6 DIMENSIONES (MM) DEL TREN AVE S-100 (O THALYS)	80
FIGURA 5-7 MODELO VEHÍCULO ARTICULADO	81
FIGURA 5-8 TREN REGULAR AVE S-130	96
FIGURA 5-9 LOCOMOTORA DEL TREN REGULAR TIPO AVE S-130	97
FIGURA 5-10 COCHE DE TRANSICIÓN CON PASAJEROS TIPO B DEL TREN REGULAR TIPO AVE S-130	97
FIGURA 5-11 COCHE DE PASAJEROS TIPO A DEL TREN REGULAR TIPO AVE S-130	97
FIGURA 5-12 DIMENSIONES (MM) DEL TREN REGULAR AVE S-130	98
FIGURA 6-1 FUERZAS DE CONTACTO EJE-VÍA	114
FIGURA 6-2 POSICIÓN RELATIVA DEL EJE RESPECTO A LA VÍA	115
FIGURA 6-3 RUEDA Y CARRIL DERECHOS. RADIOS DE CURVATURA	119
FIGURA 6-4 FUERZAS DE CONTACTO RUEDA-CARRIL DE UN PAR DE RUEDAS, A) NORMAL Y TANGENCIAL. B) SEGÚN EJES CARTESIANOS ...	124
FIGURA 6-5 INTERACCIÓN VERTICAL EJE-BOGIE	125
FIGURA 9-1 A) ACELERACIONES LATERAL SÍSMICAS DEL SUELO EN PILA N.9 Y PILA N.15, $PGA=0.03G \text{ m/s}^2$. B) DESPLAZAMIENTOS LATERALES SÍSMICOS DEL SUELO EN PILA N.9 Y PILA N.15 $PGA=0.03G \text{ m/s}^2$	138
FIGURA 9-2 A) ACELERACIONES LATERAL SÍSMICAS DEL SUELO FUERA DE PUENTE, $PGA=0.35G \text{ m/s}^2$ B) DESPLAZAMIENTOS LATERALES SÍSMICOS DEL SUELO EN VÍA FUERA DE PUENTE $PGA=0.35G \text{ m/s}^2$	139
FIGURA 9-3 FUERZAS EN EL TABLERO DEL PUENTE CAUSADAS POR MOVIMIENTOS SÍSMICOS DEL SUELO ($u_{gy, 1}$; $u_{gz, 1}$) DEL PILAR NÚM. 1	141



FIGURA 9-4 FUERZAS SOBRE UN PILAR CAUSADAS POR EL MOVIMIENTO SÍSMICO DEL SUELO ($\mathbf{u}_{gy, j}$; $\mathbf{u}_{gz, j}$) EN ESTE LUGAR.	141
FIGURA 10-1 AMS EN CABEZA DE PILA DEL PUENTE O'EIXO, ESPAÑA. DIMENSIONES EN M. (OLMOS, 2015).....	147
FIGURA 10-2 MODO 1: A) 0.341 HZ; MODO 2: B) 0.446 HZ DE VIBRACIÓN LATERAL DEL PUENTE ARROYO DE LAS PIEDRAS.....	148
FIGURA 10-3 MODO 3: A) 0.543 HZ; MODO 4: B) 0.617 HZ DE VIBRACIÓN LATERAL DEL PUENTE ARROYO DE LAS PIEDRAS.....	148
FIGURA 10-4 CARGA DE 1000 KN EN LAS CABEZAS DE LAS PILAS	149
FIGURA 10-5 OSCILACIÓN LIBRE LATERAL DE LA CABEZA DE LAS PILAS DEL PUENTE ARROYO DE LAS PIEDRAS [M]: A) Nº9; B) Nº15;	149
FIGURA 10-6 ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE LA CABEZA DE LAS PILAS DEL PUENTE ARROYO DE LAS PIEDRAS [Hz]: A) Nº 9; B) Nº 15;	150
FIGURA 10-7 DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS DE UN AMS HORIZONTAL	153
FIGURA 10-8 AMS PASIVO HORIZONTAL – MARCA SCHREIBER ALEMANIA	154
FIGURA 10-9 AMS EN EL PUENTE LONDON MILLENNIUM.....	154
FIGURA 10-10 AMS EN CABEZA DE PILA, PUENTE ARROYO DE LAS PIEDRAS	155
FIGURA 11-1 FRECUENCIAS DE LOS MODOS DE VIBRACIÓN. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL.....	162
FIGURA 12-1 MÁXIMA ACELERACIÓN LATERAL EN EL TREN ICE3 [M/S ²]: A) LOCOMOTORA; B) COCHES DE PASAJEROS;.....	166
FIGURA 12-2 MÁXIMO FACTOR DE DESCARRILAMIENTO EN EL TREN ICE3: A) TREN COMPLETO;	166
FIGURA 12-3 MÁXIMO ÍNDICE DE FUERZA LATERAL DE EJE – VÍA (PRUD'HOMME) EN EL TREN ICE3.....	167
FIGURA 12-4 MÁXIMA ACELERACIÓN LATERAL [M/S ²] EN EL TREN THALYS: A) LOCOMOTORA; B) COCHES DE PASAJEROS;.....	168
FIGURA 12-5 MÁXIMO FACTOR DE DESCARRILAMIENTO EN EL TREN THALYS FUERA DE PUENTE: A) TREN COMPLETO; B) COCHES DE PASAJEROS + COCHES DE TRANSICIÓN; C) LOCOMOTORA; D) COCHES DE PASAJEROS; E) COCHES DE TRANSICIÓN;.....	169
FIGURA 12-6 MÁXIMO ÍNDICE DE FUERZA LATERAL DE EJE – VÍA (PRUD'HOMME) EN EL TREN THALYS VIAJANDO FUERA DE PUENTE.....	170
FIGURA 12-7 MÁXIMA ACELERACIÓN LATERAL LOCOMOTORA EN EL TREN TALGO [M/S ²].....	170
FIGURA 12-8 MÁXIMO FACTOR DE DESCARRILAMIENTO EN EL TREN TALGO: A) TREN COMPLETO; B) COCHES DE PASAJEROS + COCHES DE TRANSICIÓN; C) LOCOMOTORA; D) COCHES DE PASAJEROS; E) COCHES DE TRANSICIÓN;	172
FIGURA 12-9 MÁXIMO ÍNDICE DE FUERZA LATERAL DE EJE – VÍA (PRUD'HOMME) EN EL TREN TALGO	173
FIGURA 12-10 MÁXIMA ACELERACIÓN HORIZONTAL DEL TABLERO, SECCIÓN CENTRO VANO [M/S ²]: A) CENTRO VANO 9; B) CENTRO VANO 15;.....	174
FIGURA 12-11 MÁXIMA ACELERACIÓN HORIZONTAL DEL TABLERO, SECCIÓN PILAS [M/S ²]: A) PILA 9; B) PILA 15;.....	175
FIGURA 12-12 MÁXIMO DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DEL TABLERO, SECCIÓN PILA [M/S ²]: A) PILA 9; B) PILA 15;	175
FIGURA 12-13 MÁXIMA ACELERACIÓN LATERAL EN LOS TRES TRENES [M/S ²]: A) LOCOMOTORA; B) COCHES DE PASAJEROS;	176
FIGURA 12-14 MÁXIMO FACTOR DE DESCARRILAMIENTO EN LOS TRES TRENES: A) TREN COMPLETO; B) COCHES DE PASAJEROS + COCHES DE TRANSICIÓN; C) LOCOMOTORA; D) COCHES DE PASAJEROS; E) COCHES DE TRANSICIÓN;	178
FIGURA 12-15 MÁXIMO ÍNDICE DE FUERZA LATERAL DE EJE – VÍA (PRUD'HOMME) EN LOS TRES TRENES	179
FIGURA 12-16 MÁXIMA ACELERACIÓN HORIZONTAL DEL TABLERO, SECCIÓN CENTRO VANO [M/S ²]: A) CENTRO VANO 9; B) CENTRO VANO 15;.....	180
FIGURA 12-17 MÁXIMA ACELERACIÓN HORIZONTAL DEL TABLERO, SECCIÓN PILAS [M/S ²]: A) PILA 9; B) PILA 15;.....	181
FIGURA 12-18 MÁXIMO DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DEL TABLERO, SECCIÓN PILA [M/S ²]: A) PILA 9; B) PILA 15;	182
FIGURA 12-19 MÁXIMA ACELERACIÓN LATERAL [M/S ²]: A) LOCOMOTORA; B) COCHES DE PASAJEROS;	183
FIGURA 12-20 MÁXIMO FACTOR DE DESCARRILAMIENTO: A) TREN COMPLETO; B) COCHES DE PASAJEROS + COCHES DE TRANSICIÓN; C) LOCOMOTORA; D) COCHES DE PASAJEROS; E) COCHES DE TRANSICIÓN;.....	185
FIGURA 12-21 MÁXIMO ÍNDICE DE FUERZA LATERAL DE EJE – VÍA (PRUD'HOMME)	186
FIGURA 12-22 A) MÁXIMA ACELERACIÓN HORIZONTAL DEL TABLERO CON Y SIN AMS (CENTRO VANO 9); B) MÁXIMO DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DEL TABLERO CON Y SIN AMS (SECCIÓN PILA 9)	187
FIGURA 12-23 MÁXIMA ACELERACIÓN LATERAL CON Y SIN AMS; A) LOCOMOTORA. B) COCHES DE PASAJEROS.	187
FIGURA 12-24 A) MÁXIMO FACTOR DE DESCARRILAMIENTO CON Y SIN AMS – TREN COMPLETO B) MÁXIMA FUERZA LATERAL EJE-VÍA CON Y SIN AMS	188



ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 3-1 VALORES DEL PERIODO QUE DELIMITAN EL ESPECTRO (EN SEGUNDOS)	39
TABLA 3-2 DISTANCIA MÁS ALLÁ DE LA CUAL LOS MOVIMIENTOS DEL SUELO PUEDEN CONSIDERARSE TOTALMENTE INDEPENDIENTES.....	43
TABLA 4-1 PROPIEDADES DEL TABLERO	61
TABLA 5-1 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DEL VEHÍCULO AVE S-103	78
TABLA 5-2 CONSTANTES DE RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO DEL VEHÍCULO AVE S-103	78
TABLA 5-3 MASA DE LOS CUERPOS RÍGIDOS DEL VEHÍCULO AVE S-103.....	79
TABLA 5-4 MODOS Y FRECUENCIAS DE VIBRACIÓN DEL VEHÍCULO AVE S-103	79
TABLA 5-5 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LA LOCOMOTORA DEL AVE S-100.....	91
TABLA 5-6 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DEL VEHÍCULO DE TRANSICIÓN DEL AVE S-100.....	91
TABLA 5-7 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DEL VEHÍCULO DE PASAJEROS (COCHE A, BOGIE A) DEL AVE S-100.....	91
TABLA 5-8 CONSTANTES DE RIGIDEZ Y AMORTIGUACIÓN DE LA LOCOMOTORA DEL AVE S-100.....	91
TABLA 5-9 CONSTANTES DE RIGIDEZ Y AMORTIGUACIÓN DEL VEHÍCULO DE TRANSICIÓN (COCHE B -BOGIE B) DEL AVE S-100.....	92
TABLA 5-10 CONSTANTES DE RIGIDEZ Y AMORTIGUACIÓN DEL VEHÍCULO DE PASAJEROS (COCHE A -BOGIE A) DEL AVE S-100	92
TABLA 5-11 MASA DE LOS CUERPOS RÍGIDOS DE LA LOCOMOTORA DEL AVE S-100.....	93
TABLA 5-12 MASA DE LOS CUERPOS RÍGIDOS DEL VEHÍCULO DE TRANSICIÓN DEL AVE S-100	93
TABLA 5-13 MASA DE LOS CUERPOS RÍGIDOS DEL VEHÍCULO DE PASAJEROS DEL AVE S-100.....	93
TABLA 5-14 MODOS Y FRECUENCIAS DE VIBRACIÓN DE LA LOCOMOTORA DEL AVE S-100	94
TABLA 5-15 MODOS Y FRECUENCIAS DE VIBRACIÓN DE LA PARTE ARTICULADA DEL AVE S-100.....	94
TABLA 5-16 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LA LOCOMOTORA DEL AVE S-130	106
TABLA 5-17 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DEL VEHÍCULO DE TRANSICIÓN (COCHE B, BOGIE B) DEL AVE S-130.....	106
TABLA 5-18 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DEL VEHÍCULO DE PASAJEROS (COCHE A, BOGIE A) DEL AVE S-130.....	106
TABLA 5-19 CONSTANTES DE RIGIDEZ Y AMORTIGUACIÓN DE LA LOCOMOTORA DEL AVE S-130	107
TABLA 5-20 CONSTANTES DE RIGIDEZ Y AMORTIGUACIÓN DEL VEHÍCULO DE TRANSICIÓN (COCHE B -BOGIE B) DEL AVE S-130.....	107
TABLA 5-21 CONSTANTES DE RIGIDEZ Y AMORTIGUACIÓN DEL VEHÍCULO DE PASAJEROS (COCHE A -BOGIE A) DEL AVE S-130	107
TABLA 5-22 MASA DE LOS CUERPOS RÍGIDOS DE LA LOCOMOTORA DEL AVE S-130.....	108
TABLA 5-23 MASA DE LOS CUERPOS RÍGIDOS DEL VEHÍCULO DE TRANSICIÓN DEL AVE S-130	108
TABLA 5-24 MASA DE LOS CUERPOS RÍGIDOS DEL VEHÍCULO DE PASAJEROS DEL AVE S-130.....	109
TABLA 5-25 MODOS Y FRECUENCIAS DE VIBRACIÓN DE LA PARTE ARTICULADA DEL AVE S-130.....	109
TABLA 5-26 MODOS Y FRECUENCIAS DE VIBRACIÓN DE LA LOCOMOTORA DEL AVE S-130	110
TABLA 9-1 PARÁMETROS DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA DE ACELERACIÓN DEL OBJETIVO PARA EL MOVIMIENTO DEL SUELO Y-HORIZ. Y VERTICAL PARA GENERAR.....	133
TABLA 9-2 ESQUEMA ITERATIVO DE DEODATIS PARA SIMULAR LAS HISTORIAS TEMPORALES DE ACELERACIÓN COMPATIBLES CON EL ESPECTRO DE RESPUESTA EN LOS N PUNTOS DE APOYO DEL PUENTE EN LA SUPERFICIE DEL SUELO.	136
TABLA 9-3 PARÁMETROS DE SIMULACIÓN DE MOVIMIENTOS SÍSMICOS DEL SUELO.	137
TABLA 10-1 FRECUENCIAS DE SINTONIZACIÓN DE CADA AMS.....	150
TABLA 10-2 MASAS DE AMS.....	151
TABLA 11-1 MODOS Y FRECUENCIAS NATURALES DEL VIADUCTO ARROYO DE LAS PIEDRAS	159
TABLA 13-1 CÁLCULOS DE PROBABILIDAD SOBRE EL PUENTE. PARÁMETROS, FORMULACIÓN Y RESULTADOS.....	190
TABLA 13-2 CÁLCULOS DE PROBABILIDAD FUERA DEL PUENTE. PARÁMETROS, FORMULACIÓN Y RESULTADOS.....	191



Parte I. Introducción y modelos de interacción tren-puente-sismo utilizados





1 Introducción

Los puentes ferroviarios han experimentado cambios en su tamaño a lo largo del tiempo debido a diversos factores. Factores como por ejemplo, el trazado de las líneas de alta velocidad (AV) ha tenido ciertos ajustes en las dimensiones de las infraestructuras, la creciente conciencia social respecto a la protección del medio ambiente ha llevado a cambios en las normativas que limitan ciertos aspectos del diseño de estos puentes (movimiento de grandes volúmenes de tierra en espacios protegidos). Como resultado de todos estos, se ha visto una tendencia hacia la construcción de puentes de ferrocarril más altos y largos en diferentes partes del mundo.

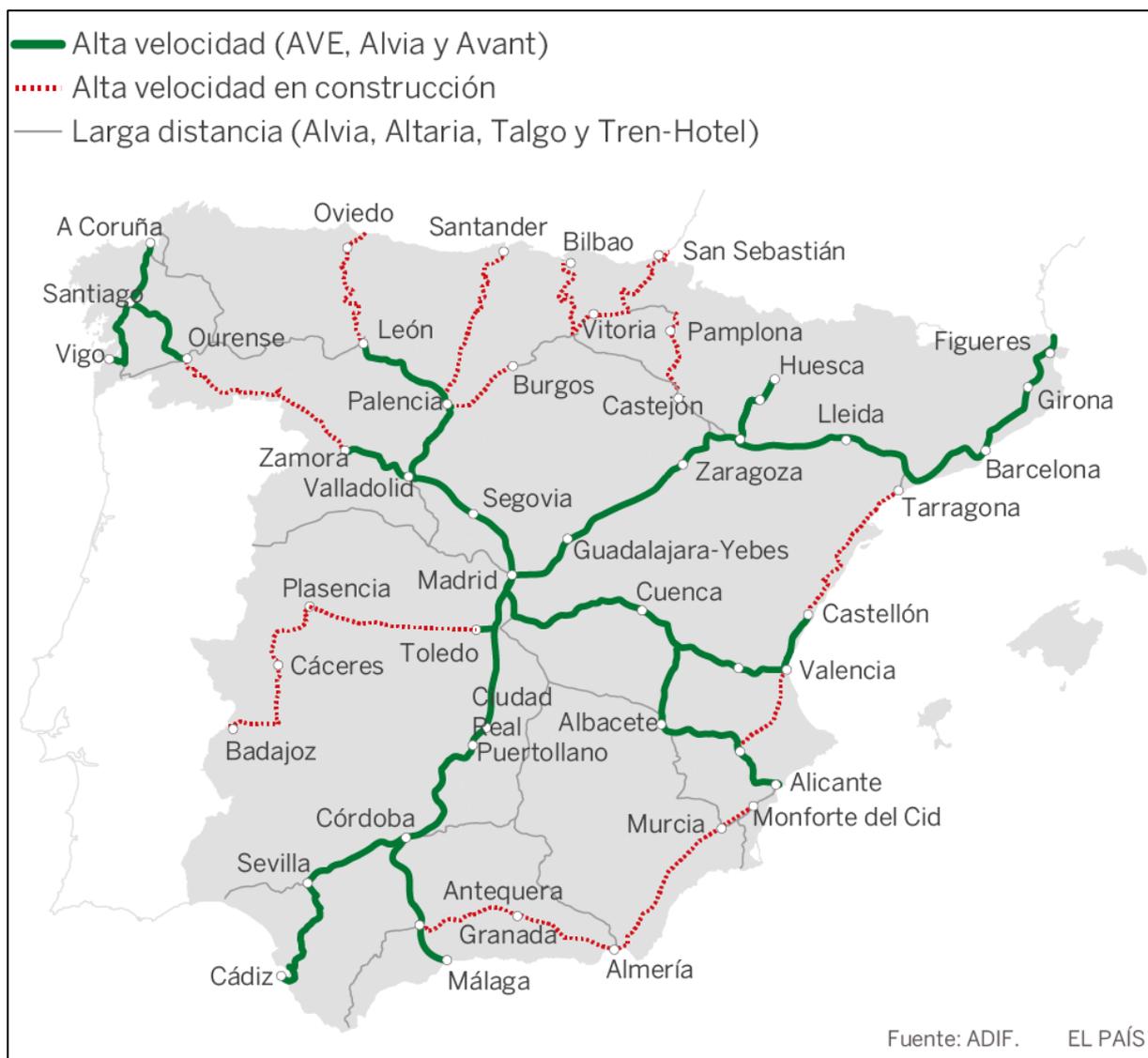


Figura 1-1 Mapa de la red ferroviaria de AV y larga distancia de España



El ferrocarril es un medio de transporte importante y la red de AV en España está en constante crecimiento. Actualmente, la red de AV en España mostrada en Figura 1-1 tiene una longitud de 3.762,4 km, muchos de los cuales son puentes.

Los sismos (terremotos) pueden dañar gravemente la estructura de estos puentes, lo que puede afectar la seguridad del tráfico ferroviario y, en casos extremos, provocar desastres secundarios cuando el tren se derrumba por el puente. Los daños que pueden sufrir los puentes debido a los sismos incluyen desplazamiento de vigas, desplazamiento y desajuste de los apoyos, agrietamiento y desprendimiento y deslizamiento de pilares con cimientos. Sin embargo, los vehículos pueden descarrilar sin que se produzcan daños importantes en los puentes. Por ejemplo, un tren Shinkansen descarriló en un puente durante el terremoto de Niigata de 2004 en Japón sin que se produjeran daños importantes en el puente.

En la actualidad, los códigos de diseño sísmico de España establecen ciertos requisitos para la construcción de puentes ferroviarios resistentes a los sismos, pero estos requisitos no tienen suficientemente en cuenta la seguridad del tráfico ferroviario (RSPT¹) durante los sismos. En concreto, estos códigos se centran en el comportamiento sísmico del puente en sí, pero no se consideran adecuadamente aspectos como la deformación del tablero del puente que puede afectar al paso del tren a través del extremo de la viga. Además, durante los sismos, el tren de alta velocidad (TAV) se ve afectado no solo por la deformación del carril, sino también por el descarrilamiento o el vuelco debido a la gran amplitud de la vibración de los elementos del puente. Actualmente, no existe ninguna norma de evaluación de la seguridad del tráfico ferroviario en puentes altos durante los sismos en España, y los diseñadores de puentes ferroviarios de AV no tienen la capacidad de realizar cálculos complejos de interacción tren-puente para evaluar la seguridad de los trenes en caso de sismo.

España se encuentra en una zona de peligrosidad sísmica y es especialmente vulnerable a los sismos debido a su ubicación mediterránea en el cinturón Eurásico, que incluye el Adriático, el noreste de Italia, el sur de los Alpes, Turquía y Rumania. Esta zona es conocida por ser una de las más afectadas por los sismos a nivel mundial, ver Figura 1-2.

¹ RSPT (Running safety performance of trains)

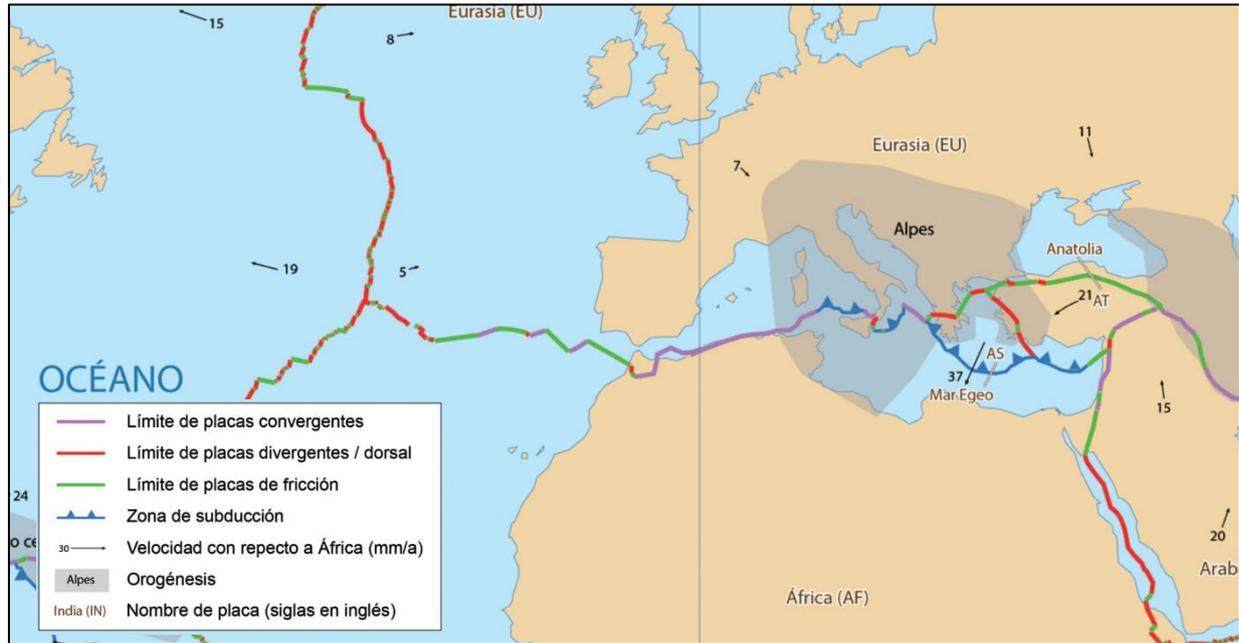


Figura 1-2 Mapa sísmica global ([Mapas de sismicidad y peligrosidad - Instituto Geográfico Nacional \(ign.es\)](#))

En España, las zonas con mayor peligrosidad sísmica se encuentran en la franja que va desde el sur de la Comunidad Valenciana hasta el interior de la provincia de Málaga, siendo más elevado en las provincias de Granada y en el entorno de Murcia/Vega Baja, Alicante (

Figura 1-3). Le siguen los Pirineos y el resto de Cataluña y, en menor medida, las islas occidentales de Canarias, el resto de Andalucía, Galicia, sur de Extremadura y la Ibérica riojana. El peligro sísmico es por tanto en España una realidad que debe ser tenida cuidadosamente en cuenta en las obras civiles, especialmente las que tienen importancia particular, como las infraestructuras ferroviarias.



Figura 1-3 Mapa de peligrosidad sísmica de España ([Información sísmica - Instituto Geográfico Nacional \(ign.es\)](#))

La respuesta dinámica de un puente ferroviario ante la acción del TAV es un aspecto importante que considerar en su diseño. Cuando un TAV pasa por el puente, las vibraciones que se generan (impacto dinámico) pueden afectar la estructura de este. En el caso de puentes altos en líneas de ferrocarril de AV, la respuesta del puente puede aumentar cuando las frecuencias propias del mismo se aproximan a las frecuencias de excitación causadas por el paso del tren, la acción del viento y los sismos. Es importante tener en cuenta estos factores durante el diseño del puente para garantizar su estabilidad y seguridad.

En principio, estas estructuras pueden tener problemas para cumplir con las restricciones establecidas en las normas de diseño de puentes de ferrocarril (Ferrocarriles., 2010; Normalización, 2017) para garantizar la RSPT. La respuesta dinámica lateral de viaductos de pilas altas no ha sido suficientemente estudiada en la literatura científica. Hay varias razones posibles para explicar esta carencia. Por un lado, este tipo de viaductos altos son relativamente nuevos y están asociados al desarrollo de la AV. Por otro lado, para investigar este tema es necesario construir nuevos modelos numéricos adecuados para el estudio de la interacción dinámica del tren-puente (T-P).



Normalmente para los diseños de estos puentes se usa un modelo dinámico de cargas móviles (verticales, de valor constante), como el movimiento un tren, que proporciona una respuesta dinámica suficientemente precisa de la estructura cuando actúa la carga móvil y se mueve a una velocidad determinada. Pero existen varios aspectos importantes que no pueden ser evaluados con el modelo citado, como son el confort de los pasajeros (ligado a la respuesta dinámica del tren), la respuesta dinámica lateral del puente debida a los movimientos del tren en esta dirección y a la acción del sismo. Por esta razón, es necesario utilizar modelos que tomen en cuenta una interacción más compleja entre el tren, la vía, el puente y el sismo para poder realizar un estudio dinámico completo del sistema.

El problema dinámico no lineal (dependiente del tiempo) que se presenta cuando un tren (subsistema) viaja sobre un puente, es el resultado de la interacción entre el tren y el puente (otro subsistema). Ambos subsistemas, se pueden modelar como estructuras elásticas e interactúan entre si a través de las fuerzas de contacto. En este estudio, se ha usado un modelo que incluye la interacción tren-puente-sismo que incluye los siguientes aspectos: las no linealidades presentes en el modelo de interacción dinámica lateral eje-vía (debido al contacto rueda-carril) y el gran tamaño del viaducto a modelar (alrededor de 1200 m de largo). Ambos aspectos requieren considerar un elevado número de grados de libertad (g.d.l.) en el modelo del subsistema puente dentro del problema dinámico no lineal.

Objetivos

Los principales objetivos del presente estudio son:

- ❖ Conocer el nivel de RSPT de los tres tipos TAV que circulan fuera y sobre un puente ferroviario de pilares altos, sometidos a la acción de diferentes cargas de uso (diferentes trenes) y diferentes cargas sísmicas, a través del estudio del comportamiento dinámico de los trenes y del puente.
- ❖ Utilizar un sistema numérico adecuado que considere la interacción T-P. El sistema está construido de los siguientes modelos:
 - Un modelo dinámico de elementos finitos del puente y de la vía que tiene en cuenta la rigidez del balasto.
 - Un modelo dinámico multi-body completo para cada uno de los trenes. Los modelos de los trenes considerarán un comportamiento de sólido rígido de sus componentes (coches,



bogies y ruedas (ejes) y sistemas de muelles y amortiguadores para las suspensiones primaria y secundaria, con un número de grados de libertad adecuado por tren.

- Un modelo de interacción rueda-carril que tiene en cuenta las irregularidades de la vía y el desplazamiento relativo entre el eje y la vía.
- ❖ Después de realizar las simulaciones, analizar los resultados obtenidos e identificar los posibles mecanismos que pueden causar efectos de resonancias en el comportamiento dinámico transversal de los trenes y del puente.
- ❖ Introducir y estudiar la acción del sismo sobre el puente y verificar su influencia en la RSPT de los trenes.
- ❖ Estudiar el uso de dispositivos o elementos que puedan mejorar la respuesta dinámica lateral de la estructura y del tren, como los amortiguadores de masa sintonizados colocados en la cabeza de los pilares del puente.

Metodología y fases del proyecto

Para cumplir con los objetivos establecidos en el subcapítulo anterior, se llevará a cabo una metodología que consta de las siguientes etapas:

- Investigación y estudio de artículos y otras publicaciones sobre el tema de interés.
- Uso del modelo dinámico de interacción T-P ya construido.
 - Uso y programación de modelos multi-body de los vehículos. Se ha usado un sistema desarrollado de ecuaciones que describe el comportamiento dinámico del subsistema tren a partir de ecuaciones constitutivas, cinemáticas y de equilibrio de los g.d.l. de los trenes considerados. Se han usado dos modelos multi-body existentes (tipo convencional y tipo articulado) y se ha programado un modelo nuevo para el TAV tipo regular.
 - Uso del sistema de ecuaciones que describe el comportamiento dinámico del puente ya construido. Se usa modelo de elementos finitos del viaducto estudiado que incluyen elementos para la superestructura como el balasto y las vías (traviesas y carriles).



- Uso de modelo existente de interacción eje-vía compuesto de sistema de ecuaciones de equilibrio dinámico de Newton-Euler aplicadas al eje. El modelo considera el perfil completo del carril UIC-60 y la rueda S-1002.
- Uso de un perfil longitudinal de irregularidades, obtenido previamente en estudios por medio de un proceso estocástico, que corresponde a una vía en mal estado de conservación de una línea de TAV.
- Uso de valores reales de los parámetros característicos de los modelos dinámicos, como las características mecánicas de los trenes, las irregularidades de la vía, el rozamiento y las características geométricas de los perfiles de rueda y carril agrupados a los modelos de interacción.
- Selección de método de resolución de los sistemas de ecuaciones no lineales, acoplados y dependientes del tiempo correspondientes a los modelos dinámicos planteados. Se usa formulación existente que es necesaria para la ejecución de los modelos en las aplicaciones informáticas correspondientes.
- Uso de códigos informáticos ya desarrollados en lenguaje MATLAB que trabajan con ANSYS y obtienen las matrices de los sistemas de ecuaciones del puente, de los trenes y de la interacción rueda-carril.
- Revisión de la calibración, la comprobación y la validación de los modelos de interacción ya construidos hechas en estudio previo.
- Implementación de la acción de sismo. Uso de series temporales de movimientos sísmicos del suelo generados para un estudio previo con algoritmos basados en la representación espectral.
- Aplicación del modelo construido al análisis dinámico explícito del puente y de los trenes, resolviendo diferentes casos para poder estudiar la influencia de los siguientes parámetros en la respuesta dinámica del tren y del puente y en los niveles de RSPT: velocidad del tren, tipo de TAV e intensidad de sismo.
- Obtención de resultados de las simulaciones realizadas, análisis crítico de los mismos, comparación entre los resultados de los diferentes tipos de trenes, de las dos variantes de puente (con y sin AMS), analiza y formulación de conclusiones útiles.



Estudio de la influencia del tipo de tren de alta velocidad en el riesgo de descarrilamiento sobre un viaducto durante la acción de un sismo

- Cálculo de la probabilidad de ocurrencia de tipos de sismos en la localidad real del puente estudiado y en otra localidad.
- Redacción de la memoria del estudio.



2 Estado del arte sobre estudios de descarrilamientos de trenes de alta velocidad sobre puente y fuera de puente

Introducción

Este capítulo presenta una revisión de los métodos utilizados en investigaciones previas para estudiar la interacción entre el sistema T-P durante los sismos. Se destacan aspectos como el modelo del vehículo utilizado, el modelo de interacción rueda-carril y el método numérico utilizado para resolver el problema matemático que plantea la interacción dinámica entre el tren y el puente bajo la acción de un sismo. Es importante tener en cuenta estos factores para poder comprender y analizar adecuadamente la respuesta dinámica de estos sistemas durante los sismos.

Breve recorrido histórico sobre el estudio de descarrilamientos de trenes de alta velocidad debido a sismo

El estudio de la dinámica de los puentes ferroviarios ha sido ampliamente documentado y ha sido un tema de investigación en el pasado, y el doctor ingeniero de caminos José Manuel Olmos ha citado muchos de estos trabajos en su tesis doctoral (Olmos, 2015). El tema de los descarrilamientos de trenes y su influencia en la RSPT (seguridad del tráfico ferroviario) también ha sido objeto de estudio durante más de varias décadas.

Los descarrilamientos de trenes son relativamente raros en comparación con otros accidentes de transporte, pero cuando ocurren suelen ser fatales. En 2019, en Estados Unidos se registraron 11.776 accidentes ferroviarios con 858 víctimas fatales, mientras que en Europa se produjeron 1552 accidentes con 824 víctimas fatales. ¿Cuáles son los motivos de estos accidentes?

- Los problemas relacionados con las vías son la principal razón de los descarrilamientos de trenes. Más de la mitad de ellos se deben a la rotura de carriles y soldaduras, mientras que el resto se debe a la geometría de la vía, a defectos en las barras de unión, a vías abombadas, a anchos de vía y a otros problemas.
- Los fallos de los equipos son la segunda razón más común de los descarrilamientos de trenes, e incluyen fallos en los frenos del tren, fallos en las ruedas o defectos en la locomotora.



- El error humano es la tercera causa más común: el exceso de velocidad, la falta de comunicación con los operadores, la ignorancia de las señales de seguridad o la configuración incorrecta de las agujas de la vía son comportamientos que pueden poner en peligro muchas vidas.
- Los factores ambientales, como las inundaciones, los desprendimientos de rocas, los vientos fuertes o las avalanchas, también pueden poner en peligro la vida cuando afectan a los trenes que transportan personas.

Los descarrilamientos de trenes causados por sismos son relativamente infrecuentes, pero es más probable que ocurran debido a efectos indirectos del sismo, como deslizamientos de tierra, colapso de puentes y plataformas, vientos fuertes y tsunamis.

Es difícil encontrar casos de descarrilamiento o vuelco de TAV debido a sismos, porque mismos tienen una estructura y un diseño especialmente pensados para resistir los movimientos sísmicos y minimizar el riesgo de volcamiento y descarrilamiento en casos de emergencia. Sin embargo, hay algunos casos conocidos de descarrilamiento de TAV debido a sismos:

- 17.08.1999 Izmit, Turquía

En 1999, un tren de alta velocidad en Turquía volcó debido a un terremoto de magnitud 7.4. En las fuentes se dice que se debió a que el tren no estaba diseñado para resistir movimientos sísmicos de esa magnitud y que el sistema de frenado y estabilización no funcionó adecuadamente.



Figura 2-1 Desplazamiento de la vía férrea debido al sismo en Turquía



- 23.10.2004 Urasa (Nagaoka), Región de Chuetsu, Prefectura Niigata, Japón



Figura 2-2 La bala tren Shinkansen descarrilado debido al sismo en Niigata Chuetsu, Japón

El 23 de octubre de 2004 en Niigata Chuetsu, durante el sismo con magnitud 6.8 de, un TAV Shinkansen que estaba viajando con 200 km/h descarriló a sólo 9.8 km del epicentro. El conductor sintió el sismo y aplicó los frenos manualmente, ya que el epicentro estaba demasiado cerca para que se activara el sistema de frenado automático. El tren descarriló en un viaducto y se detuvo por completo a 1.5 km.

- 04.03.2010 Jiashian, Sur de Taiwán

El 4 de marzo de 2010 en Taiwán, durante el sismo de Jiashian (magnitud 6.4), un TAV que circulaba a 298 km/h descarriló a 53 km del epicentro (Figura 2-3). Las amplitudes de la aceleración máxima del suelo (PGA^2) en el lugar del descarrilamiento fueron de bajas a moderadas: 0.095g m/s^2 a lo largo de la dirección del ferrocarril, 1.71 m/s^2 perpendicular a los carriles y 0.37 m/s^2 en la dirección vertical, respectivamente. El sistema de alerta de catástrofes (emergencia) activó el sistema de frenado 1.87 segundos tras la detección del sismo, pero el tren tardó 76 segundos y 3.3 km en detenerse por completo.

² PGA – Peak ground acceleration (aceleraciones máximas del suelo)



Figura 2-3 Sismo de Jiashian, Taiwán

- 10.03.2011 Sendai, Prefectura de Miyagi, Japón

Este sismo de magnitud 9.0, también conocido como el sismo de Tohoku, ocurrió en la costa este de la isla de Honshu en Japón, y fue el sismo más fuerte registrado en la historia del país. El terremoto fue seguido por un tsunami y provocó una serie de explosiones en la central nuclear de Fukushima, lo que causó daños muy graves en la región. El epicentro se situó a unos 130 km al este de la ciudad de Sendai, y el foco se produjo a una profundidad de unos 30 km bajo el fondo del océano Pacífico occidental.

Varios trenes descarrilaron debido al sismo. Los investigadores concluyeron que el descarrilamiento se debió a que las vías férreas se deformaron debido a los movimientos sísmicos y que su sistema de seguridad no funcionó adecuadamente.

- 14.04.2016 Kumamoto, Japón

Un tren bala Shinkansen de seis coches descarriló durante el sismo de Kumamoto, de magnitud 6.2 que afectó al sur de Japón el 14 de abril de 2016 (Figura 2-4).

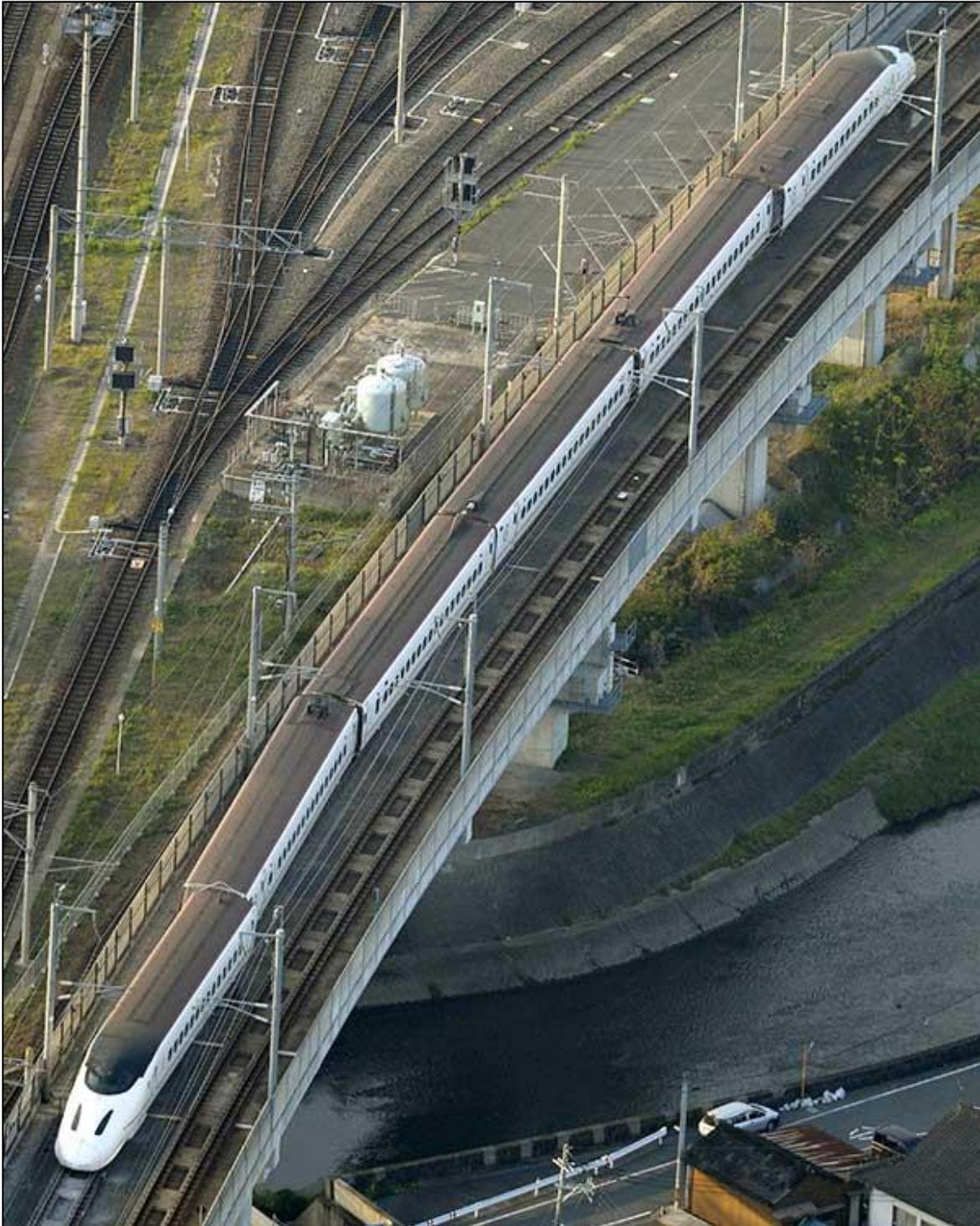


Figura 2-4 La bala tren Shinkansen descarrilado debido al sismo en Kumamoto, Japón

- 16.03.2022 Shiroishi, Prefectura de Miyagi, Japón

Un tren bala Tohoku Shinkansen ha descarrilado por un sismo fuerte de magnitud de 7.4 cerca de la estación de Shiroishizao, en Shiroishi, prefectura de Miyagi (Figura 2-5).

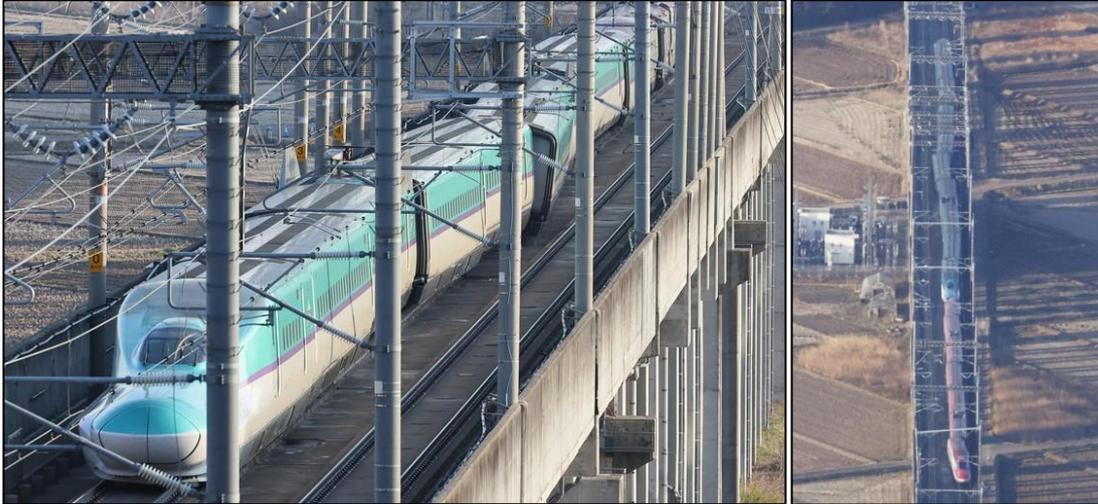


Figura 2-5 El tren bala Tohoku Shinkansen descarrilado debido al sismo en Shiroishi, Japón

- 18.09.2022 Taitung, Taiwán

Un sismo de 6.4 grados de magnitud sacudió el domingo 18.09.2022 la zona sureste de Taiwán. El sismo descarriló coches de un TAV Shinkansen.

En todos los casos mencionados, es curioso observar que casi todos los trenes solo descarrilaron, es decir, a pesar de la gran magnitud de los sismos y la alta velocidad en la que circulaban, no volcaron. Esto se debe a que los TAV tienen una estructura y un diseño especialmente pensados para resistir los movimientos sísmicos y con eso se minimiza el riesgo de volcamiento. Por ejemplo, suelen tener unos coches muy rígidos y están contruidos con materiales de alta resistencia. Además, las vías férreas suelen tener una mayor estabilidad y resistencia a los movimientos sísmicos que otras estructuras, como los puentes o los edificios. También se debe a que los TAV suelen tener un sistema de frenado y estabilización especialmente diseñado para minimizar el riesgo de volcamiento en caso de emergencia. Por ejemplo, pueden tener sistemas de frenado regenerativo que recuperan la energía cinética del tren durante la frenada y la convierten en electricidad, lo que puede ayudar a estabilizar el tren en caso de movimientos sísmicos o de emergencia.

Es posible que en algunos casos, los trenes de alta velocidad puedan volcar debido a sismos muy fuertes o a una mala gestión de la emergencia. Sin embargo, es relativamente raro que esto suceda por las razones anteriormente mencionados.

La mayoría de los estudios de interacción T-P bajo sismo vienen de Japón, China o Taiwán. La RSPT de los TAV sobre puentes durante los sismos es un tema de gran interés para la investigación. En la mayoría de ellos, el descarrilamiento no se simula directamente, y el peligro de



descarrilamiento se infiere indirectamente a través de métricas basadas en la fuerza (como el factor de descarrilamiento (*derailment factor*) y el factor de descarga (*offload factor*) para el desprendimiento).

El RSPT de los trenes de AV en los puentes durante un sismo ha sido investigado y se han conseguido importantes logros en este sentido. Siguen citados algunos artículos de ellos.

(Yang & Y, 2002) evaluaron la estabilidad de los trenes en reposo y en movimiento sobre puentes sometidos a cargas sísmicas. (H et al., 2006) investigaron el efecto de la velocidad de los vehículos y de la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en la respuesta dinámica del sistema de interacción T-P. (M et al., 2008) desarrollaron el software DIASTARS para investigar la respuesta dinámica del modelo de interacción T-P bajo sismos. (X et al., 2012) utilizaron el registro sísmico de El-Centro para estudiar el mecanismo de descarrilamiento de trenes de AV bajo sismos. (Tanabe M, 2011) intentaron capturar numéricamente la interacción entre la rueda y el carril durante un sismo. En ese estudio se suponía que el descarrilamiento de la rueda del carril ocurre cuando el desplazamiento relativo entre la rueda y el carril en la dirección lateral supera los criterios geométricos de descarrilamiento. (Du XT, 2012) consideraron la separación rueda-carril basándose en un modelo de contacto de Hertz y demostraron que la probabilidad y la duración del desprendimiento rueda-carril aumentan con la velocidad del tren. (SH, 2012) investigó el descarrilamiento de vehículos de AV que circulan por puentes de varios tramos simplemente apoyados, desarrollando un elemento de contacto capaz de simular la adherencia, el deslizamiento y la separación rueda-carril y con ese mismo elemento estudió una sola rueda-carril. (Ju, 2016) investigaron a fondo el RSPT durante sismo y propusieron un método de cálculo eficiente para el contacto rueda-carril. Este método de cálculo rueda-carril puede simular la separación de las ruedas, y basándose en este método, analizaron el RSPT durante el sismo teniendo en cuenta licuefacción de la arena. (Montenegro et al., 2015) evaluaron la RSPT de trenes que circulan por puentes en caso de sismo. Comprobaron que incluso los sismos de intensidad moderada pueden poner en peligro la RSPT de los vehículos.

La respuesta del tren durante un sismo cuando está viajando por un puente también ha sido objetivo de algunos estudios en los que se utiliza el modelo no lineal de contacto para describir adecuadamente el fenómeno del descarrilamiento, como (Montenegro, 2016); (Zeng, 2018) (Tanabe M, 2011).

Según investigaciones previas (Z. F. Dong, 2009) el principal factor que representa una amenaza para la seguridad de los puentes es la carga sísmica.



En comparación con el análisis detallado de la interacción T-P de la literatura anterior, un **método simplificado** de evaluación del descarrilamiento de vehículos en puentes durante terremotos tiene más relevancia práctica para la ingeniería. (Xiu, 2005) evaluó el comportamiento dinámico de los vehículos ferroviarios utilizando modelos analíticos simplificados y descubrió que la respuesta de los vehículos dependía en gran medida de los componentes de frecuencia de las incidencias. Como resultado, el autor desarrolló una disposición de tipo código en la que la intensidad espectral (IS) se utilizaba como índice para la RSPT de los vehículos. El método se introdujo posteriormente en los códigos japoneses: 15 y 16. En los códigos, las respuestas de los puentes sometidos a terremotos se obtuvieron en primer lugar sin vehículos en el puente. A continuación, las respuestas del puente se tomaban como excitaciones de entrada al sistema vehículo-carril para evaluar la seguridad de tráfico de los vehículos. Este método desacoplado es adecuado para aplicaciones de ingeniería. Sin embargo, es necesario examinar el supuesto subyacente de que el vehículo tiene un efecto marginal en la vibración del puente en caso de sismo. Además, en sus trabajos, el puente se simplifica en un sistema de un solo g.d.l. con sólo excitación lateral (LE) para los vehículos. En realidad, tanto los movimientos laterales como los de torsión del tablero del puente son producidos por las vibraciones transversales del terreno. La ausencia del movimiento de torsión del tablero puede subestimar la probabilidad de descarrilamiento de vehículos en puentes sometidos a vibraciones sísmicas. Utilizando el método desacoplado, (Jin et al., 2022) propusieron una fórmula combinada y sencilla que incluía los movimientos laterales y de torsión del tablero para evaluar el riesgo de descarrilamiento de vehículos luego se verificó utilizando registros reales de movimientos del terreno. Se constató que la inclusión de la excitación torsional del tablero del puente aumentaría la probabilidad de descarrilamiento.

En el estudio (Jin & Liu, 2022) presentan el método IM (*Intensity measure*) utilizado en la ingeniería sísmica basada en el comportamiento PBEE³ y el objetivo es seleccionar un IM óptimo para la RSPT de vehículos en puentes expuestos a sismos.

(Olmos & Astiz, 2022) han estudiado un modelo de interacción dinámica tren-puente-sismo que considera las no linealidades del contacto rueda-carril con formulación utilizada que corresponde al método directo de los métodos de solución precisa para obtener la respuesta de una estructura sometida a movimientos sísmicos del terreno no uniformes en un marco de elementos finitos.

³ PBEE - Performance-based earthquake engineering



3 Marco teórico sobre el comportamiento sísmico y dinámico de puentes

En este capítulo se hace un recordatorio de las acciones dinámicas y sísmicas de las estructuras que se tienen en cuenta al diseñar puentes ferroviarios. Sin embargo, este estudio no se basa en todo en ellas, ya que el análisis del estudio se centra en el comportamiento de un puente ya construido, y no el de diseño.

Clasificación de las acciones

Según la “IAPF⁴” las acciones se pueden clasificar atendiendo a:

1 Su naturaleza:

- Acción directa: fuerza aplicada sobre la estructura (peso propio, sobrecargas de uso, etc.).
- Acción indirecta: deformación o aceleración impuesta a la estructura (acciones reológicas, térmicas, sísmicas, etc.).

2 Su variación en el tiempo:

- Acciones permanentes de valor constante (G): son las que actúan en todo momento en posición y con magnitud constantes, una vez que la estructura es apta para entrar en servicio (peso propio de la estructura, del balasto y de los elementos funcionales).
- Acciones permanentes de valor no constante (G*): son las que actúan en todo momento, pero con magnitud no constante. “ (IAPF-07 Instrucción de Acciones a Considerar En Puentes de Ferrocarril, Dirección General de Ferrocarriles., 2010)

El grupo de acciones incluye aquellas que varían en un único sentido a medida que transcurre el tiempo, y que tienden hacia un valor límite. Estas acciones son comunes en situaciones en las que se produce un cambio gradual en la estructura, como el pretensado de elementos estructurales o el asiento del terreno debajo de las cimentaciones. También se incluyen en este grupo otras acciones originadas por el terreno, como empujes sobre elementos verticales, que no varían con el tiempo sino que dependen de la interacción entre el terreno y la estructura. Es importante tener en cuenta estas acciones al diseñar y construir una estructura, ya que pueden tener un impacto significativo

⁴ IAPF - Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril



en su estabilidad y seguridad. Por lo tanto, es necesario considerarlas junto con las demás acciones a las que se somete la estructura durante su vida útil.

- “Acciones variables (Q): son acciones externas a la estructura que pueden actuar o no actuar (sobrecargas de uso, acciones climáticas, etc.).
- Acciones accidentales (A): son aquellas cuya posibilidad de actuación durante un «período de referencia» establecido, es pequeña, pero cuyos efectos pueden ser considerables para ciertas estructuras (impactos de vehículos, seísmos, etc.).

3 Su variación espacial:

- Acciones fijas: son las que se aplican siempre en la misma posición (por ejemplo, el peso propio de los elementos estructurales y funcionales).
- Acciones libres: son las que pueden actuar en diferentes posiciones (por ejemplo, las sobrecargas de uso).

4 La respuesta estructural que producen:

- Acciones estáticas o cuasi-estáticas: son las que no provocan oscilaciones o vibraciones significativas en la estructura o en sus elementos estructurales.
- Acciones dinámicas: son aquellas que pueden originar oscilaciones o vibraciones significativas en la estructura o en sus elementos estructurales.” (IAPF-07 Instrucción de Acciones a Considerar En Puentes de Ferrocarril, Dirección General de Ferrocarriles., 2010)

En la Figura 3-1 se ha utilizado la clasificación de las acciones atendiendo a su variación en el tiempo:

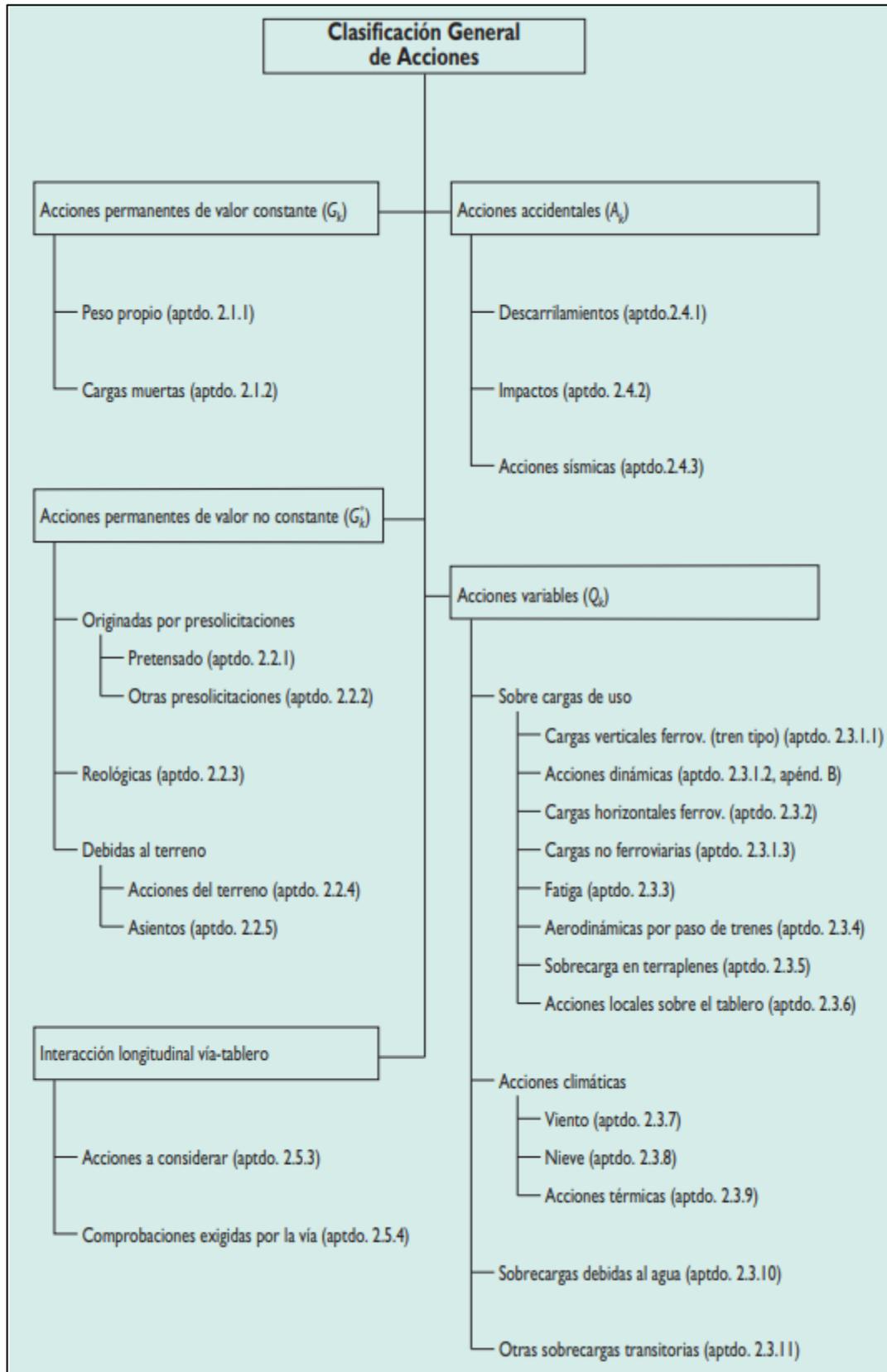


Figura 3-1 Clasificación general de acciones (IAPF)



Descarrilamiento de vehículos ferroviarios

Aunque en nuestro estudio vamos a analizar solamente cuando se va a producir el descarrilamiento de los trenes bajo acción de sismo, y no la capacidad resistente del viaducto y los daños de la estructura por descarrilamiento, es bien recordar que tipos de situaciones existen y cómo se estiman.

Según “IAPF, los puentes de ferrocarril deben proyectarse para que, en caso de descarrilamiento, no se produzca el vuelco ni el colapso global de la estructura. Se considerarán dos situaciones de proyecto alternativas:

Situación de proyecto I

Es cuando un descarrilamiento de un vehículo ferroviario deja una alineación de ruedas entre los dos carriles de la vía. Solo se permitirán daños limitados que no debiliten la capacidad de resistencia de la estructura y que puedan ser reparados sin interrumpir el tráfico, incluso si esto implica restricciones de velocidad (Figura 3-2).

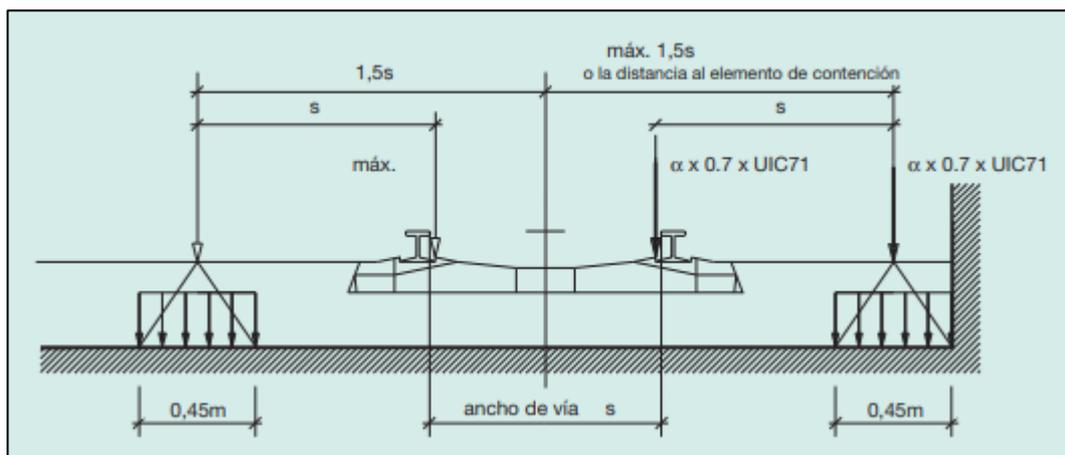


Figura 3-2 Situación de proyecto I. cargas equivalentes ($qa1d$, $qa1d$). (para vías sobre balasto las cargas podrán distribuirse en un ancho de $0,45\text{ m}$)

Situación de proyecto II

Es cuando un descarrilamiento de un vehículo ferroviario deja al vehículo apoyado en una sola alineación de ruedas al borde de la plataforma ferroviaria (Figura 3-3), excluyendo elementos no estructurales como aceras, etc.

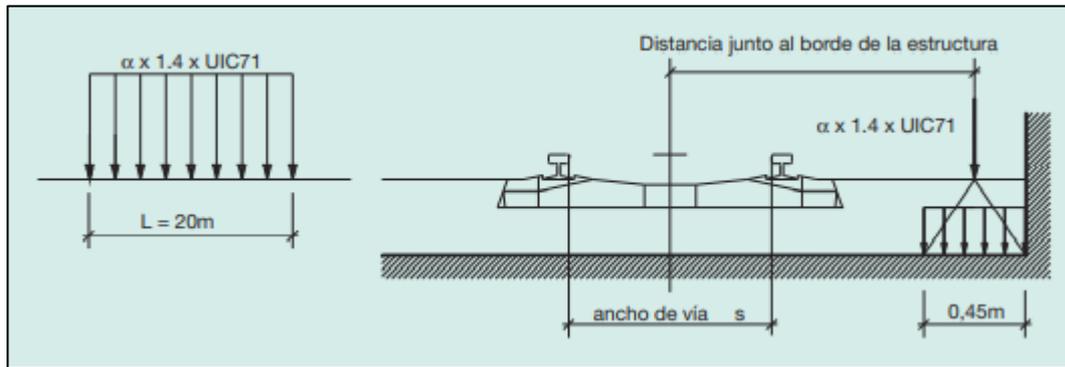


Figura 3-3 Situación de proyecto II. cargas equivalentes (qa_{2d} , qa_{1d}). (para vías sobre balasto las cargas podrán distribuirse en un ancho de 0.45 m)

La acción se tratará como si fuera una serie de cargas verticales, concentradas y distribuidas linealmente (QA_{1d} , qA_{1d}), de valor $\alpha \times 1.4 \times \text{UIC71}$, repartidas en dos alineaciones iguales y paralelas a la vía, separadas entre sí por el ancho de la vía.” (IAPF-07 Instrucción de Acciones a Considerar En Puentes de Ferrocarril, Dirección General de Ferrocarriles., 2010). Estas cargas se colocan transversalmente se situarán en la posición más desfavorable dentro de una banda de ancho igual a 1.5 veces el ancho de la vía a cada lado del eje. Este ancho se puede reducir si hay un contracarril, o un muro de contención longitudinal con su coronación por encima del plano de rodadura del carril cercano y que tiene suficiente capacidad para resistir la fuerza definida en los impactos contra elementos estructurales del tablero y para evitar el vuelco de los vehículos.

Acciones sísmicas

Las acciones sísmicas para considerar se definen en la “NCSP⁵. En ella se recogen dos categorías de puentes en función del uso de la estructura y del perjuicio que pueda ocasionar su destrucción. La adscripción de los puentes ferroviarios a dichas categorías se hará como sigue:

- Puentes de importancia normal. Son aquellos cuya destrucción puede ocasionar víctimas o interrumpir un servicio necesario para la colectividad o producir importantes pérdidas económicas, siempre que no se trate de un servicio imprescindible, ni pueda dar lugar a efectos catastróficos. Se incluyen en este grupo todos los puentes no incluidos entre los de importancia especial.

⁵ NCSP - Norma de construcción sismorresistente: puentes



- Puentes de importancia especial. Son aquellos cuya destrucción puede interrumpir un servicio imprescindible tras el sismo, o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo se incluyen los siguientes:
 - Puentes situados en las líneas principales de acceso a grandes núcleos urbanos, incluyendo todos los correspondientes a la malla principal de cercanías de estos núcleos.
 - Puentes situados en líneas de gran tráfico que conectan núcleos importantes de población. En general, serán las líneas integradas en la red principal (tipo A), con velocidad igual o superior a 200 km/h.
 - Puentes situados en líneas de AV.
 - Puentes situados en líneas que constituyen la única conexión ferroviaria entre dos regiones o grandes núcleos urbanos.
 - Puentes que soportan otros servicios vitales para la población (conducciones eléctricas, de agua, etc.).” (NCSP-07, 2007)

Componentes del movimiento

Según el, donde se toman en cuenta sólo el movimiento transmitido por el terreno a la estructura, para cuantificar la acción sísmica, se necesitan tenerse en cuenta las tres componentes de traslación de la acción sísmica para el proyecto de los puentes.

Para analizar el puente después de la aplicación del método del espectro de respuesta, es necesario tener en cuenta las componentes del sismo en cada dirección (longitudinal, transversal y vertical). Esto es especialmente importante cuando se realiza un análisis no lineal en el tiempo, ya que el puente debe analizarse bajo la acción simultánea de todas estas componentes. La acción sísmica se aplica a la superficie de contacto entre el puente y el terreno, y es necesario tener en cuenta esta acción al diseñar y construir el puente para asegurar su estabilidad y seguridad durante un terremoto.

Cuantificación de las componentes

Cada componente del movimiento sísmico se tiene que cuantificar en términos de un espectro de respuesta o de una representación en el dominio del tiempo.



Espectros de respuesta elástica

Espectro de respuesta elástica dependiente del emplazamiento

Componente horizontal

Para las componentes horizontales de la acción sísmica, se considerará el siguiente espectro de respuesta elástica de aceleraciones $S_A(T)$, correspondiente a un oscilador lineal simple.

$$0 \leq T \leq T_A \rightarrow S_A(T) = \left[1 + \frac{T}{T_A} (2.5 \cdot v - 1) \right] a_c$$

$$T_A \leq T \leq T_B \rightarrow S_A(T) = 2.5 \cdot v \cdot a_c$$

$$T_B \leq T \leq T_C \rightarrow S_A(T) = 2.5 \cdot v \frac{T_B}{T} a_c$$

$$T_C \leq T \rightarrow S_A(T) = 2.5 \cdot v \frac{T_B \cdot T_C}{T^2} a_c$$

3-1

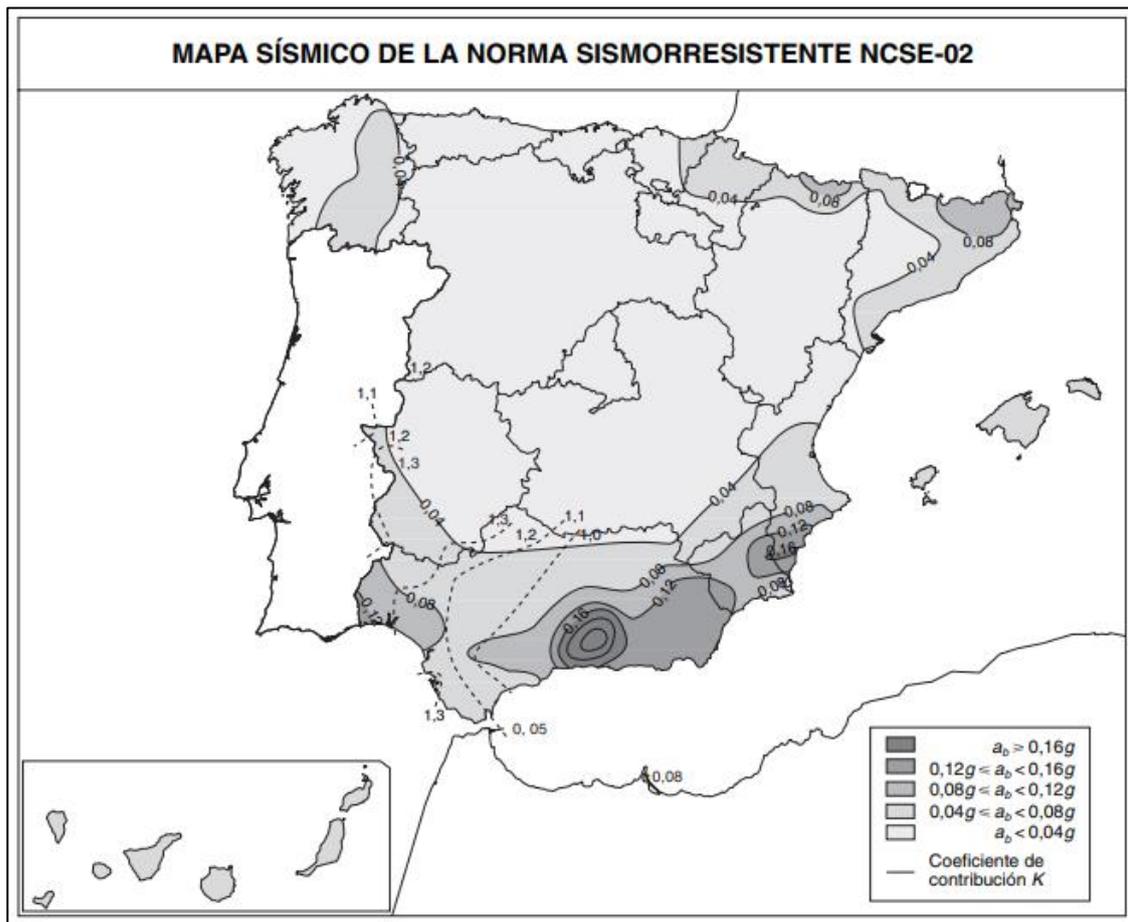


Figura 3-4 Mapa de peligrosidad sísmica (según NCSE-02)



“ a_c ” aceleración sísmica de cálculo.

ν factor corrector dependiente del amortiguamiento equivalente de la estructura, que puede obtenerse mediante la expresión: $\nu = (5 / \zeta) 0,4 \geq 0,55$ válida para $\zeta > 1\%$.

ζ es el índice de amortiguamiento, en porcentaje, cuyo valor figura para cada tipo de sismo y de estructura.

T_A, T_B, T_C valores del periodo que delimitan el espectro. Estos valores, que dependen del tipo de sismo de cálculo y del tipo de terreno de cimentación del puente, se obtienen de las expresiones indicadas en la Tabla 3-1.

K coeficiente de contribución, que se indica en la Figura 3-1.

C coeficiente de terreno.

Tabla 3-1 Valores del periodo que delimitan el espectro (en segundos)

Sismo último de cálculo	Sismo moderado de cálculo Sismo de construcción
$T_A = K C / 10$	$T_A = K C / 10$
$T_B = K C / 2.5$	$T_B = K C / 5$
$T_C = K (2 + C)$	$T_C = K (1 + 0.5C)$

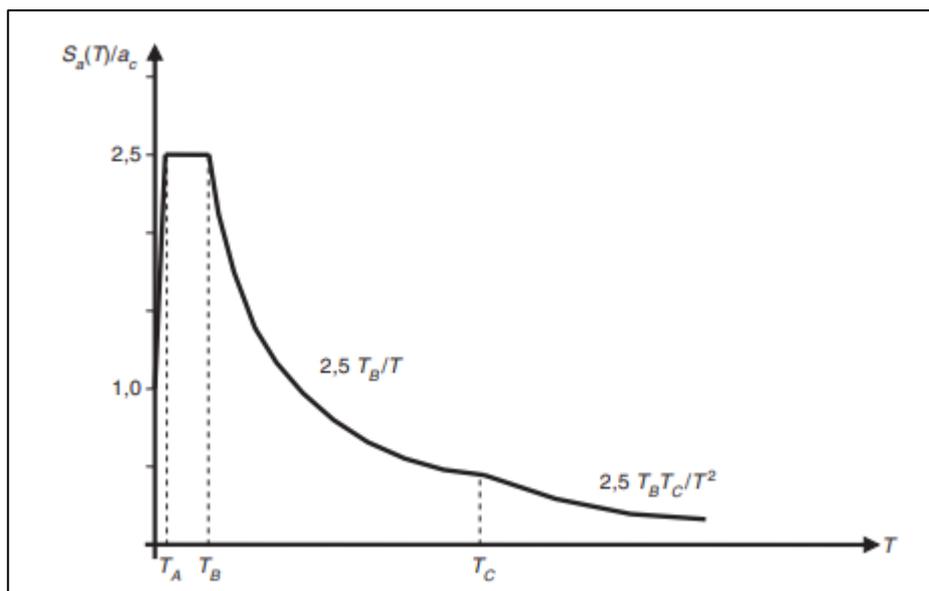


Figura 3-5 Forma del espectro de respuesta de aceleraciones para un índice de amortiguamiento $\zeta = 5\%$



Componente vertical

A falta de estudios más detallados, el espectro correspondiente a la componente vertical podrá obtenerse simplifícadamente a partir del horizontal multiplicado por un factor igual a 0.7.

Espectro promedio del emplazamiento

Cuando las cimentaciones de una estructura se encuentran sobre terrenos con características diferentes, es posible utilizar un espectro representativo del emplazamiento si la diferencia entre los valores máximo y mínimo del coeficiente C es menor de 0.4. En este caso, el espectro representativo se puede obtener considerando un coeficiente C igual a la media ponderada de los valores correspondientes a cada apoyo, siguiendo ésta expresión:

$$C = \frac{\sum_k R_k C_k}{\sum_j R_j} \quad 3-2$$

donde:

R_k reacción en la base de la pila k cuando el tablero, considerado rígido, se somete a un desplazamiento unidad.

$\sum_j R_j$ suma de las reacciones en todos los apoyos, obtenidas como se indica en el párrafo anterior.

C_k coeficiente C correspondiente a las condiciones de la cimentación del apoyo k.

Si no se dispone de cálculo preciso de los valores de R_k contenidos en la expresión mencionada anteriormente, se puede utilizar la envolvente de los espectros correspondientes a cada cimentación como espectro representativo del emplazamiento. Esto se aplica en ambos casos, cuando la diferencia entre el valor máximo y el mínimo del coeficiente C es mayor y menor de 0,4.” (NCSP-07, 2007)

Representación en el dominio del tiempo

Cuando se hace un análisis no lineal en el tiempo, se deben utilizar al menos tres pares de componentes horizontales en el dominio del tiempo del movimiento del terreno. Los pares de deben elegir por los sismos, a partir de sus magnitudes, distancias a la fuente y mecanismos, coherentes con los que definen la acción sísmica de cálculo.



La compatibilidad con el pertinente espectro de respuesta con el 5% de amortiguamiento con respecto al crítico, correspondiente a la acción sísmica de cálculo, debe establecerse modulando la amplitud de los movimientos del modo siguiente:

- 1 Para cada sismo, el espectro debe determinarse mediante la regla SRSS⁶.
- 2 El espectro correspondiente al conjunto de los sismos debe construirse promediando los valores de las ordenadas espectrales de cada uno de los espectros obtenidos para cada sismo. Eso se calcula con la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados en el paso anterior.
- 3 El espectro anterior, debe escalarse de forma en el rango de periodos comprendidos entre $0.2 T_1$ y $1.5 T_1$, donde T_1 es el periodo natural de la estructura en un puente dúctil o T_{eff} para un puente con aislamiento sísmico.
- 4 El factor de escala deducido en el paso anterior debe aplicarse a cada una de las componentes del movimiento sísmico.

Variabilidad espacial de la acción sísmica

La variabilidad espacial de la acción sísmica en una clasificación de sismos, especialmente bajo los diferentes pilares de un puente, puede ser muy grande. Es necesaria tenerla en cuenta en los siguientes casos:

- Rasgos topográficos muy pronunciados.
 - La gran longitud del puente.
- 1 Según el EC-8 (Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes, 2017), para secciones de puente con tablero continuo, la variabilidad espacial se debe considerar cuando se satisface al menos una de las dos condiciones:
 - Las propiedades del suelo varían a lo largo del puente de forma que a los distintos soportes del tablero les corresponden más de un tipo de terreno.
 - Las propiedades del terreno son aproximadamente uniformes a lo largo del puente, pero la longitud del tablero continuo supera una longitud límite determinada, L_{lim} .

⁶ SRSS - Square Root of the Sum of Squares (Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados)



Valor recomendado: $L_{lim} = L_g / 1.5$

- 2 El modelo que describe la variedad espacial debería tener en cuenta, aunque sea solo de forma simplificada, las propiedades de propagación de las ondas sísmicas, así como la progresiva pérdida de correlación entre los movimientos correspondientes a diferentes puntos debida a la heterogeneidad aleatoria del suelo, lo que implica complejas reflexiones y refracciones de las ondas. También se debería de considerar el incremento adicional de pérdida de correlación debido a las diferentes propiedades mecánicas del suelo existentes a lo largo del puente, que también modifica las frecuencias de las ondas de un soporte a otro.
- 3 A menos que se realice una evaluación más precisa, puede usarse el método simplificado, explicado en los puntos 4 a 7.
- 4 Cuando se diseña un puente, es importante tener en cuenta la respuesta inercial que tendrá la estructura al sismo. Esto puede hacerse utilizando uno de tres métodos: dinámico lineal, métodos lineales alternativos o análisis no lineal dinámico en el tiempo. Para evaluar la respuesta sísmica del puente, se aplica una única excitación sísmica a la estructura completa, que se calcula en base al terreno más severo presente bajo los soportes del puente. Además, se puede estimar la variación espacial de la respuesta del puente aplicando desplazamientos a la cimentación de los soportes del tablero del puente y evaluando las respuestas pseudoestáticas resultantes.
- 5 Considerando que se satisfacen los requisitos del punto anterior 5 aplicando cada uno de los siguientes conjuntos de desplazamientos horizontales:

- Conjunto A

Son los desplazamientos relativos:

$$d_{ri} = \varepsilon_r L_i \leq d_g \sqrt{2}$$

$$\varepsilon_r = \frac{d_g \sqrt{2}}{L_g}$$

3-3

aplicados simultáneamente con el mismo signo (+ o -) a todos los soportes del puente en dirección horizontal considerada, Figura 3-6.

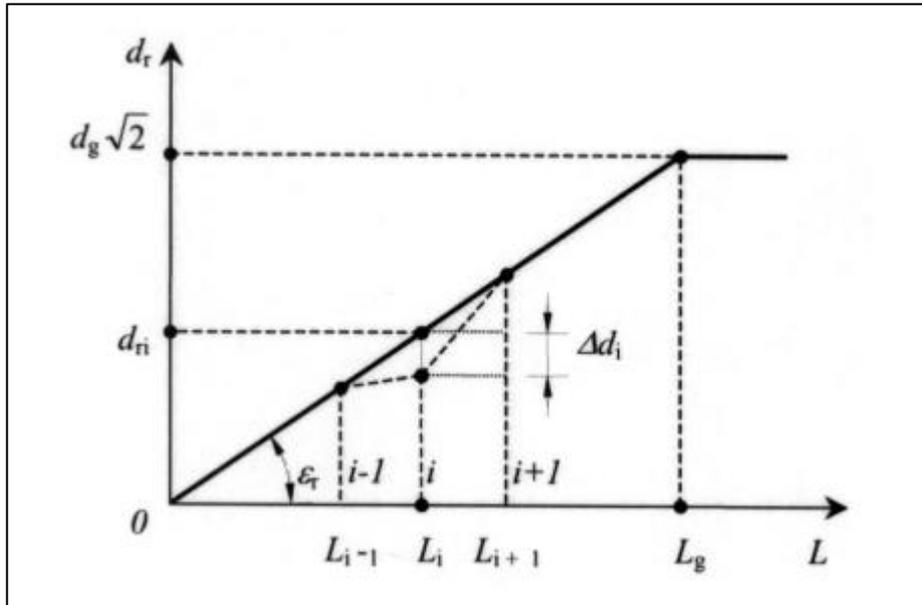


Figura 3-6 Conjunto de desplazamientos A

d_g valor del cálculo del desplazamiento del suelo al tipo de terreno del soporte i .

L_i distancia del soporte i a un soporte de referencia $i=0$.

L_g distancia más allá de la cual los movimientos del suelo pueden considerarse totalmente independientes.

Tabla 3-2 Distancia más allá de la cual los movimientos del suelo pueden considerarse totalmente independientes

Tipo de terreno	A	B	C	D	E
L_g (m)	600	500	400	300	500

- Conjunto B

Este conjunto de análisis se refiere a cómo los desplazamientos del suelo en direcciones opuestas en pilares contiguos pueden afectar al comportamiento del puente. Estos desplazamientos del suelo pueden tener un impacto en la rigidez y la estabilidad del puente, y es importante tener en cuenta estos efectos al diseñar la estructura. Al evaluar la influencia de estos desplazamientos del suelo en las pilas contiguas, se puede obtener una comprensión más completa del comportamiento del puente y asegurar que se cumplan los requisitos de seguridad y resistencia necesarios. Esto se tiene en cuenta suponiendo unos desplazamientos Δd_i de cualquier soporte intermedio i (>1) con respecto a sus soportes contiguos $i-1$ e $i+1$, considerados como fijos, Figura 3-6.



$$\Delta d_i = \pm \beta_r \varepsilon_r L \alpha_v, i$$

$$d_i = \pm \Delta d_i / 2$$

$$d_{i+1} = \pm \Delta d_{i+1} / 2$$

3-4

$L \alpha_v$ promedio de las distancias L_{i-1} y L_{i+1} , entre el soporte intermedio i y sus soportes contiguos $i-1$ e $i+1$, respectivamente. Para los soportes extremos (0 y n), $L \alpha_v, 0 = L_{0,1}$ y

$$L \alpha_v = L_{n-1, n}$$

β_r coeficiente que tiene en cuenta la magnitud de los desplazamientos del suelo que tiene direcciones opuestas en soportes contiguos.

ε_r tiene el mismo significado como en A. Solo si el cambio de tipo de terreno ocurre entre dos soportes, debería usarse el valor máximo de ε_r .

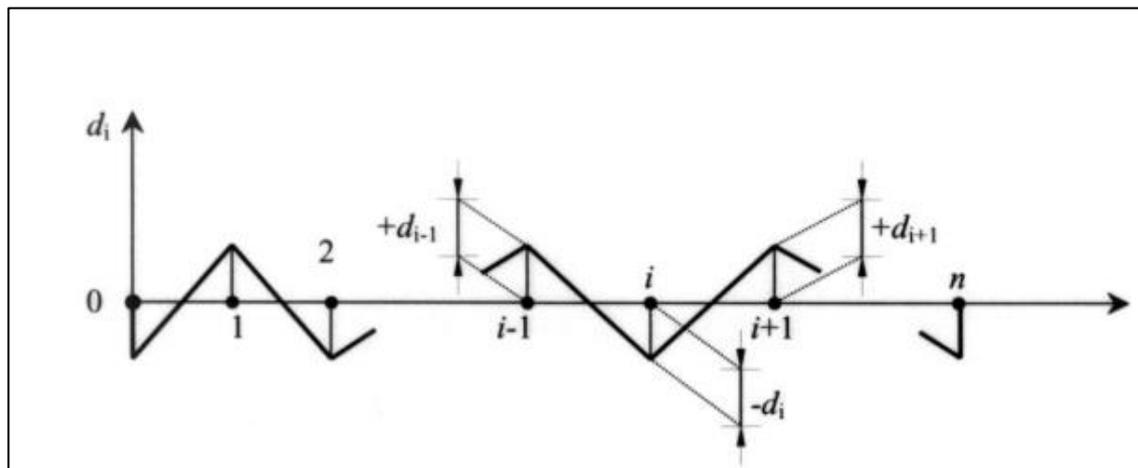


Figura 3-7 Conjunto de desplazamientos B

- 1 En cada dirección horizontal, los efectos más severos resultantes de los análisis pseudoestáticos de los puntos 5 y 6 deben combinarse con los efectos pertinentes de la respuesta inercial del punto 4 mediante el uso de la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SSRS). El resultado de la combinación da la respuesta del análisis en la dirección considerada.
- 2 En un análisis en el dominio del tiempo, los movimientos sísmicos que se aplican a cada soporte del puente deben representar de manera suficientemente precisa la variabilidad espacial probable de la acción sísmica a la que estará sometido el puente. Esto es importante para garantizar que el análisis refleje adecuadamente el comportamiento real del puente durante un sismo y para asegurar que el diseño cumpla con los requisitos de seguridad y resistencia necesarios.



Análisis dinámico

La dinámica estructural es el campo de estudio que se ocupa del análisis de las acciones dinámicas que afectan a las estructuras y sus consecuencias. Algunos de los fenómenos típicos del cálculo dinámico incluyen:

- La carga y la respuesta estructural son dependientes del tiempo.
- Los efectos de inercia y amortiguamiento.

La acción sísmica se considera una acción dinámica debido a su carácter periódico. Los sismos se manifiestan de manera aleatoria y pueden variar durante el sismo sin seguir un modelo definido previamente. Las fuerzas dinámicas en estructuras de edificación son comunes y pueden ser causadas por diferentes factores, como el viento, el impacto, las vibraciones, los sismos, las explosiones, el tránsito rítmico de personas y las avalanchas. Es importante tener en cuenta estos factores al diseñar estructuras para asegurar que cumplan con los requisitos de seguridad y resistencia necesarios.

Las acciones dinámicas se pueden clasificar en dos grupos:

- 1 Periódicas o cíclicas: aquéllas cuyas cargas se aplican sucesivamente con magnitudes constantes a la estructura. Por ejemplo, las producidas por maquinaria rotativa sin amortiguar.
- 2 No periódicas: aquellas de difícil determinación que no siguen un patrón cíclico de aplicación. Por ejemplo, las cargas inducidas por sismos, avalanchas, explosiones, etc.

Es importante tener en cuenta la diferencia entre una carga dinámica y una carga móvil. Una carga móvil es un tipo específico de carga dinámica que se caracteriza por una fuerza constante que se desplaza a una velocidad determinada sobre una estructura. El carácter dinámico de una carga móvil radica en la variación de su posición, no en su intensidad, que suele ser constante. Cuando una estructura está sometida a acciones dinámicas, es necesario distinguir entre dos tipos de respuesta: la respuesta elástica y la respuesta inelástica. Esta distinción es importante para entender cómo se comportará la estructura bajo diferentes condiciones de carga y para asegurar que cumpla con los requisitos de seguridad y resistencia necesarios.

Cuando una estructura es sometida a acciones dinámicas, es necesario saber hacer diferencia entre dos tipos de respuesta:



- Respuesta transitoria o estática: tiende a cero con el tiempo y depende de las condiciones iniciales y de las fuerzas independientes del tiempo.
- Respuesta estacionaria o dinámica: se mantiene por encima de la respuesta transitoria y se debe a fuerzas dependientes del tiempo. Esta respuesta continua mientras actúa la fuerza F.

Los sistemas dinámicos pueden clasificarse en dos tipos:

Sistemas discretos: se pueden definir mediante un número finito de g.d.l.

Sistemas continuos: necesitan un número infinito de g.d.l. para ser definidos con precisión.

Es cierto que es necesario conocer el límite elástico de los materiales para determinar el rango en el que se producirán las deformaciones de las estructuras. El límite elástico es la carga máxima que un material puede soportar sin sufrir deformaciones permanentes. Es importante tener en cuenta el comportamiento lineal o no lineal de una estructura al diseñarla, ya que puede afectar su capacidad de resistencia y su comportamiento bajo cargas máximas.

Vibración del suelo

La vibración del suelo está causada directamente por la acción de las ondas sísmicas. La severidad de estas vibraciones dependerá fundamentalmente de los siguientes factores:

1. La intensidad del terremoto: La intensidad de un terremoto se mide en escala de Richter y se refleja en la magnitud de la energía liberada durante el terremoto. Cuanto mayor sea la intensidad del terremoto, mayor será la vibración del suelo.
2. La distancia al epicentro: La distancia al epicentro es la distancia entre el lugar donde se produce el terremoto y el lugar donde se siente la vibración del suelo. Cuanto mayor sea la distancia al epicentro, menor será la vibración del suelo.
3. La naturaleza del suelo: La naturaleza del suelo puede afectar la intensidad de la vibración del suelo. Los suelos más duros y compactos pueden transmitir las ondas sísmicas con mayor intensidad que los suelos más blandos y porosos.
4. La profundidad del terremoto: La profundidad del terremoto también puede afectar la intensidad de la vibración del suelo. Los terremotos que ocurren a mayor profundidad pueden tener una vibración menos intensa que los que ocurren a menor profundidad.



Dependiendo de la magnitud y del tipo de terreno, la duración varía de unos segundos a unos minutos. La respuesta dinámica de una estructura al movimiento vibratorio del suelo es la principal causa de daños en la misma. Las ondas sísmicas provocan fuerzas que afectan a la estructura como consecuencia de las cuales la estructura se pone en movimiento por su base. La parte alta de la estructura tenderá a permanecer en reposo o a conservar su posición inicial generando fuerzas de inercia.

Las fuerzas de inercia obedecen a la 2ª Ley de Newton:

$$F = M \times A$$

Dónde:

M (Masa) hace referencia al peso de la estructura (puente).

A (Aceleración) hace referencia al cambio de velocidad de las ondas sísmicas.

Durante un terremoto, la aceleración del suelo puede ser muy rápida en comparación con el movimiento de un puente. Esto se debe a que las masas de los puentes son generalmente grandes y sus rigideces son relativamente pequeñas. Esto hace que el puente se mueva lentamente en comparación con el sismo.

El problema del sismo es que la aceleración puede variar a lo largo del tiempo. Esto puede hacer que el movimiento de la base "regrese" cuando las masas han empezado a moverse en una dirección. Esto puede hacer que el problema sea más complejo de analizar y requiera un análisis más detallado para evaluar el comportamiento del puente durante el sismo. Es importante tener en cuenta estos efectos al diseñar un puente para resistir terremotos y asegurar que cumpla con los requisitos de seguridad y resistencia necesarios.

Y en un sistema de varios grados de libertad. Es decir, en un sistema que tiene varias masas conectadas entre sí por elementos rigidizadores, la misma ecuación viene a ser:

$$[M]*[A] + [K]*[d] = [F]$$

dónde:

$[M]$ es la matriz de masa de la estructura. Para simplificar el problema, puede considerarse una matriz diagonal.



[A] es el vector de aceleraciones en cada grado de libertad.

[K] es la matriz de rigidez de la estructura y está formada por la aportación de rigidez de cada elemento en la estructura.

[d] es el vector de desplazamientos.

[F] es la fuerza externa aplicada sobre la estructura.

En la ecuación mencionada, si [F] es cero, entonces la fórmula reproduce la vibración libre de la estructura. La vibración libre es el movimiento que experimenta una estructura cuando está sometida a una excitación dinámica, pero no está sujeta a ninguna fuerza externa. Las fuerzas de inercia son fuerzas que actúan en una estructura para mantener su movimiento o para cambiar su dirección de movimiento. Estas fuerzas se generan en la parte alta del puente y se transfieren a la parte baja a través de los elementos estructurales. Si estas fuerzas son lo suficientemente grandes, pueden provocar daños en los elementos estructurales.

La respuesta dinámica del puente al movimiento del suelo depende de:

- Duración del movimiento vibratorio.
- Amplitud del movimiento.
 - Velocidad.
 - Desplazamiento.
 - Aceleración.
- Frecuencia.
- La amplitud (velocidad, desplazamiento y aceleración) varía con la frecuencia de la onda.
- Alta frecuencia (mayor de 10 hertzios), se registran grandes aceleraciones y pequeños desplazamientos.
- Baja frecuencia (menos de 10 hertzios), se registran pequeñas aceleraciones y grandes desplazamientos.
- La respuesta individual de cada puente afectado por un mismo sismo es diferente. Un mismo puente responde de forma distinta a los diferentes sismos. Por ello, para el diseño sismorresistente se utilizan espectros de respuesta.



- El movimiento vibratorio que produce un sismo es un movimiento complejo ya que interaccionan ondas de diferentes amplitud, periodo y frecuencia.

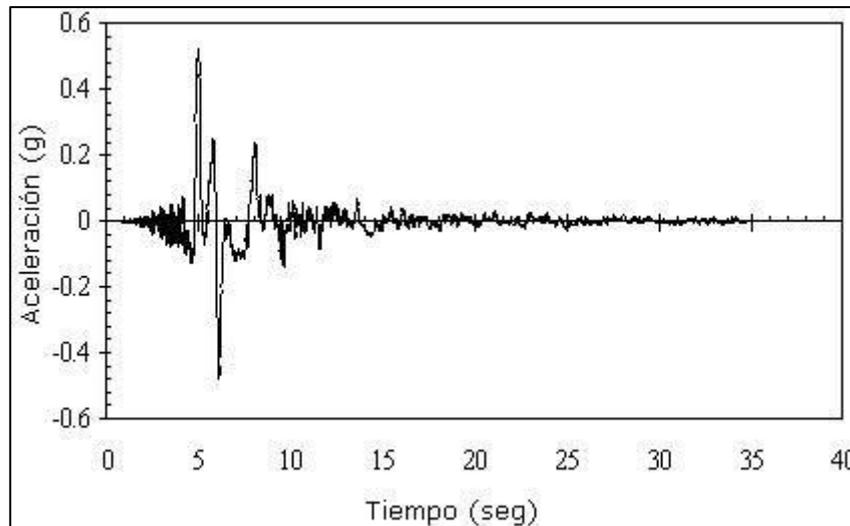


Figura 3-8 Acelerograma (www.scielo.org/ve/scielo.php?pid=)

Parámetros característicos de un registro:

- Duración: tiempo transcurrido entre el primer y el último paso por la aceleración. esta aumenta con la magnitud y disminuye con la proximidad al foco.
- Valores máximos del movimiento del suelo.
- Periodo predominante.
- Curvas espectrales.

Acciones dinámicas

En la literatura científica se conoce como una carga dinámica la que varía en magnitud, dirección y/o posición con el tiempo. Bajo estas acciones, la estructura desarrolla fuerzas inerciales y su deformación máxima no necesariamente coincide con la máxima intensidad de la fuerza aplicada. Las fuerzas inerciales actúan en una estructura para mantener su movimiento o para cambiar su dirección de movimiento. Son importantes en el análisis dinámico de una estructura ya que pueden afectar su comportamiento bajo cargas dinámicas. Las mencionadas fuerzas inerciales se explican mediante el Principio de d'Alembert, que afirma que una masa “ m ” desarrolla una fuerza proporcional a su aceleración y opuesta a ella, la denominada fuerza inercial $F(t)$.



Matemáticamente, se puede calcular esta fuerza de manera sencilla utilizando la segunda ley de movimiento de Newton, que establece que la cantidad de cambio de movimiento de una partícula “*m*” es igual a la fuerza que actúa sobre ella,

$$F(t) = \frac{d}{dt} \left(m \frac{dx}{dt} \right) \quad 3-5$$

Donde $F(t)$ es la fuerza aplicada y “*x*” la posición de la partícula de masa “*m*”. Como en los problemas estructurales se considera que la masa no varía con el tiempo (es una magnitud escalar), la ecuación se puede representar como,

$$F(t) = m \frac{d^2 x}{dt^2} = m \ddot{x}(t) \quad 3-6$$

Esta nueva ecuación indica que la fuerza dinámica es igual al producto de la masa por la aceleración, que puede representarse como,

$$F(t) = m \ddot{x}(t) = 0 \quad 3-7$$

El segundo término $F(t)$ es fuerza inercial y se opone a la aceleración de la masa. Se deduce del principio de d’Alembert, que es importante porque permite expresar las ecuaciones de movimiento como ecuaciones de equilibrio dinámico. En otras palabras, el principio de d’Alembert nos permite utilizar las leyes de equilibrio estático para analizar sistemas en movimiento, siempre que incluyamos la fuerza inercial adecuada en nuestros cálculos.

Ecuaciones de movimiento

Un sistema formado por una masa y un muelle de comportamiento elástico y lineal, de 1 grado de libertad (g.d.l.), en el cual la masa se desplaza desde su posición de equilibrio y a continuación se deja vibrar libremente.

Si se desplaza la masa de su posición de equilibrio y se deja vibrar libremente, la masa oscilará alrededor de dicha posición. Al plantear las ecuaciones de equilibrio de fuerzas, se vuelve a obtener la ecuación de movimiento del sistema sin amortiguar,

$$m \ddot{x}(t) + k \dot{x}(t) = 0 \quad 3-8$$

si se considera:



$$x(t) = A \cdot \text{sen}(wt), \ddot{x}(t) = -w^2 \cdot A \cdot \text{sen}(wt) \quad 3-9$$

entonces,

$$m(-w^2 \cdot A \cdot \text{sen}(wt) + k(A \cdot \text{sen}(wt))) = 0$$

$$(-mw^2 + k) A \cdot \text{sen}(wt) = 0 \quad 3-10$$

Dividiendo entre “m” se obtiene,

$$\frac{k}{m} - w^2 = 0 \quad w = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad 3-11$$

La frecuencia natural de excitación de un sistema es una medida de la rapidez con la que oscila el sistema cuando se deja vibrar libremente. Se expresa normalmente en rad/s. De la última ecuación se puede ver que la frecuencia natural de un sistema w es directamente proporcional a la rigidez k e inversamente proporcional a la masa m . Por lo tanto, la relación es inversa para el período natural de excitación T , que se expresa en segundos. Esto significa que cuanto mayor es la rigidez del muelle o menor es la masa, mayor será la frecuencia natural y menor será el período natural.

$$T = \frac{2\pi}{w} \quad 3-12$$

Si lo anterior se expresa en forma matricial para sistemas de n grados de libertad:

$$[M] \ddot{x} + [K] x = 0 \quad 3-13$$

El sistema admite soluciones no triviales, compatibles con un movimiento sin fuerzas exteriores aplicadas de la forma:

$$x(t) = X \cdot e^{i(\omega t + \varphi)} \quad 3-14$$

Siendo X un vector formado por las amplitudes de los movimientos. Sustituyendo obtenemos,

$$([K] x - w^2 [M]) X = 0 \quad 3-15$$



Donde para que existan soluciones distintas de la trivial debe cumplirse que el determinante de la matriz de coeficientes sea nulo:

$$[K] - w^2 [M] \tag{3-16}$$

Como solución de este polinomio característico se obtiene n autovalores w_i^2 que se corresponden con las frecuencias naturales o propias con las cuales la estructura puede vibrar libremente. A la frecuencia más baja w_1 se le denomina frecuencia fundamental y tiene asociado un periodo fundamental de valor $T^1 = \frac{2\pi}{w}$.

Cada autovalor w_i^2 lleva asociado a un autovector $\{x_i\}$ denominado modo de vibración, que indica la forma de la deformada que adquiere el sistema vibrado con la correspondiente frecuencia natural.

La expresión anterior describe un sistema de ecuaciones homogéneas con determinante nulo, lo que significa que solo se pueden determinar n-1 soluciones de X_i en función de una de ellas. Esto significa que es posible determinar la forma con que vibra un sistema libremente, pero no su amplitud. Para solucionar este problema, es habitual normalizar estos modos, asignando un valor unidad a su primera componente,

$$X_i = \{X_1, X_2, \dots, X_n\} \quad \phi_i = \{\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_n\} \tag{3-17}$$

La mayoría de las estructuras tienen cierto grado de amortiguamiento, es decir, la vibración disminuye con el tiempo debido a diferentes razones, como el rozamiento o la histéresis del material. El amortiguamiento es un fenómeno que se produce en muchos sistemas dinámicos y que tiene como resultado la disipación de la energía del sistema con el tiempo. Así ahora un sistema de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso, cuya ecuación del movimiento es:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + Kx(t) = 0 \tag{3-18}$$

La solución de esta ecuación es de la forma:

$$x(t) = e^{\frac{c}{2m}t} \{A_1 e^{r_1 t} + A_2 e^{r_2 t}\} \quad r_{1,2} = \sqrt{\frac{c^2}{4m^2} - \frac{k}{m}} = -r_2 \tag{3-19}$$

Cuando la raíz de la expresión es real, el sistema está sobre amortiguado y tiende a la posición de equilibrio sin oscilar de manera exponencial. Si la raíz se anula, el sistema tiende a la posición de



equilibrio en el menor tiempo posible. En este caso, se indica que el sistema está críticamente amortiguado, para un valor crítico de la constante de amortiguamiento C_{cr} .

$$\frac{C_{2cr}}{4m^2} = \frac{k}{m} \rightarrow C_{cr} = \sqrt{4Km} = 2mw \quad 3-20$$

Cuando las raíces de una estructura son complejas, como puede pasar en estructuras de edificación, el sistema vibra con amplitud decreciente hacia su posición de equilibrio. En casos como estos:

$$x(t) = e^{-\frac{c}{2m}t} \{A_1 \cos wd \cdot t + A_2 \text{sen} wd \cdot t\} \quad r_1 = \sqrt{\frac{c^2}{4m^2} - \frac{k}{m}} = -r_2 \quad 3-21$$

Donde,

w_d frecuencia de vibración amortiguada.

El factor de amortiguamiento suele ser inferior a 0,1, lo que significa que la frecuencia de vibración amortiguada (w_d) y la frecuencia natural (w_n) son muy similares y, por lo tanto, la frecuencia de oscilación libre del sistema no depende mucho del amortiguamiento.

Sin embargo, es difícil obtener una medida precisa del amortiguamiento, por lo que la normativa define el ratio de amortiguamiento en relación con el amortiguamiento crítico:

$$C = \frac{c}{C_{cr}} \quad 3-22$$

C se expresa en %.

Por último, si se introduce una vibración forzada al sistema de un g.d.l., como por ejemplo una fuerza excitadora, con la ecuación de equilibrio de fuerzas, la ecuación del movimiento queda así,

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F(t) = F_0 \cdot \text{sen} \cdot wt \quad 3-23$$

La solución de la ecuación es la suma de la ecuación homogénea y una solución particular de la completa:

$$x(t) = X_h(t) + X_p(t) \quad 3-24$$



4 Descripción del viaducto a estudiar y del modelo de elementos finitos empleados para reproducir su comportamiento dinámico

Ubicación y características del viaducto

El proyecto se encuentra localizado en la localidad Álora, un municipio español de la provincia de Málaga, en la comunidad autónoma de Andalucía. El viaducto de encuentra a 6.5 km de distancia aérea de Álora y a 30 km de Málaga.



Figura 4-1 Mapa de la Comunidad Autónoma de Andalucía. Ubicación del viaducto

El viaducto alto Arroyo de las Piedras (Figura 4-2) está situado en el eje ferroviario Córdoba - Málaga, tramo Túnel de Abdalajis - Álora, dentro del corredor de AV Madrid - Málaga.

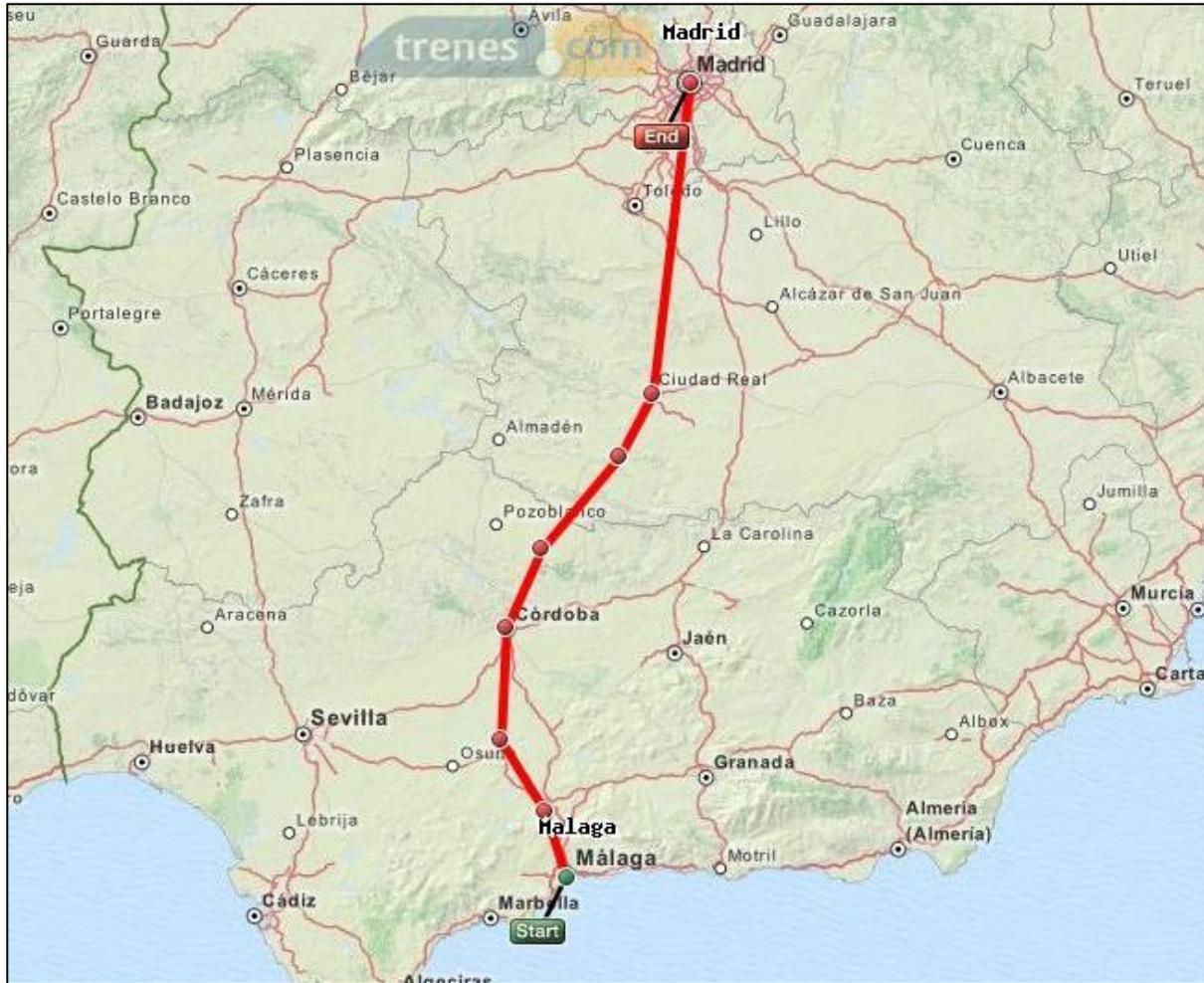


Figura 4-2 Línea AVE Madrid – Málaga

En este caso, el viaducto ha sido construido para salvar el desnivel del valle del Arroyo de las Piedras que se encuentra en la salida sur del túnel de Abdalajís. Se ubica en un entorno de bajo valor medioambiental, lo que significa que no tiene un nivel de protección especialmente alto.



Figura 4-3 Arroyo de las Piedras

Características del puente

La tipología elegida para salvar el valle del Arroyo de la Piedras con un nuevo viaducto vendría influenciada por diferentes condicionantes, como los condicionantes exigidos por la AV, mínimas pendientes longitudinales y acuerdos verticales (K_v) de valores elevados, provocan que el viaducto se tenga que realizar a una gran altura, pese a provocar una elevada exposición visual sobre el valle.

Debido a estas razones, la solución adoptada es de un puente mixto, como se puede ver en la Figura 4-4.

El viaducto es de doble vía y como todas las líneas de AV en España, las vías son de ancho universal UIC de 1435mm.

El viaducto Arroyo de la Piedras es un puente ferroviario innovador que combina el acero y el hormigón en su estructura. El diseño se basa en las típicas vigas de doble placa utilizadas comúnmente en Europa, pero optimizadas con características de viga cajón estricta. Esto es importante para proporcionar a la estructura la rigidez torsional necesaria para controlar adecuadamente la respuesta dinámica cuando los vehículos ferroviarios circulan excéntricamente por una vía única.

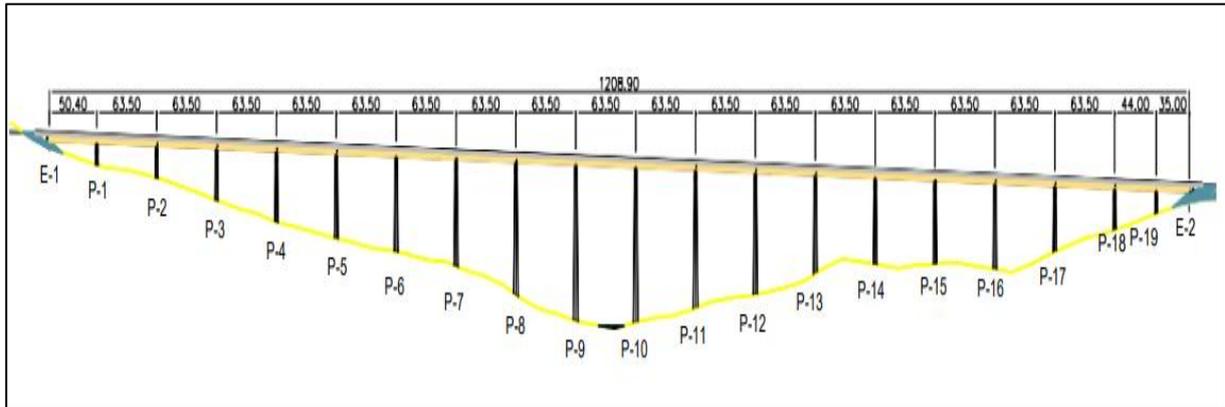


Figura 4-4 Alzado del viaducto

Tablero

Este viaducto tiene un tablero continuo de hormigón y acero, con 20 vanos en total. Un vano de 50.5 m en un extremo, vanos centrales de 17×63.5 m de longitud, un vano de 44 m y uno de 33 m en el otro extremo. La longitud total es 1.208,90 m.

El tablero del puente es de tipo bijacena formado por dos vigas armadas de 3.85 m de canto y una losa superior de hormigón armado de 0.315 m de espesor y 14 m de ancho. La altura del tablero es constante y es de 4.26 m. Alrededor de los apoyos en pilas, el tablero cuenta con una losa inferior que proporciona una doble acción mixta.

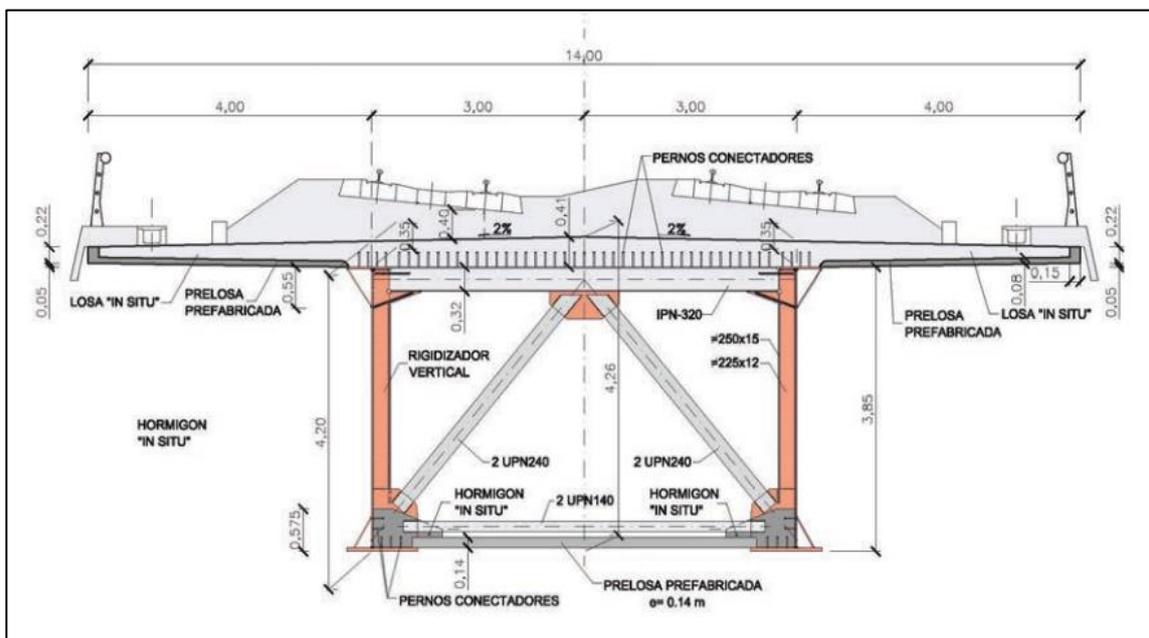


Figura 4-5 Sección transversal en centro de vano del viaducto

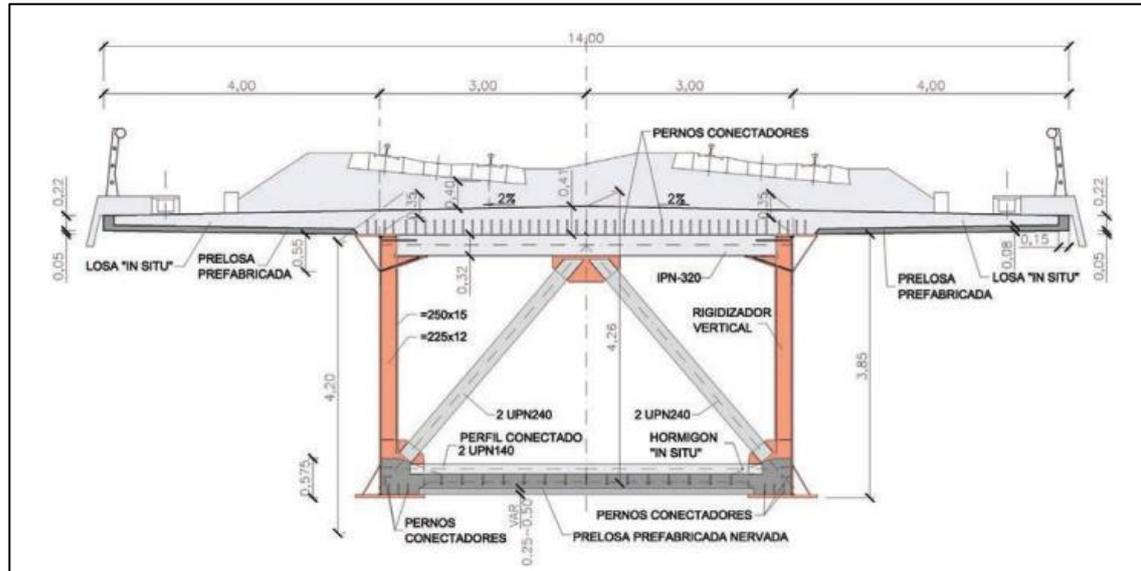


Figura 4-6 Sección transversal al apoyo en pilas del viaducto

Pilas

La pila más alta de este viaducto es la pila número 9 y mide 93.35 metros de altura. Su sección es rectangular y está formada por hormigón armado. Tiene un ancho de 6.70 metros en dirección transversal al puente, y su ancho en dirección longitudinal varía desde un mínimo de 2.5 metros en la cabeza hasta un máximo en la cimentación. Los taludes de las caras de la pila tienen una pendiente de 1.65:100. Los espesores de las paredes de la pila cambian según la altura y pueden ser de 0.30, 0.40 o 0.5 metros.

Modelo del puente y de la vía

Introducción

Para estudiar la interacción dinámica entre los trenes y el puente en viaductos altos, se ha utilizado un modelo de elementos finitos existente, en rigidez directa, que representa el sistema dinámico puente-vía idealizado. Este modelo ha sido construido por el director de este estudio, José Manuel Olmos y fue presentado en su tesis doctoral (Olmos, 2015).

Modelo del puente

El modelo está utilizando los programas MATLAB y ANSYS simultáneamente, considerando un comportamiento elástico y lineal de los materiales y despreciando los efectos de segundo orden (no linealidades geométricas de las pilas). El modelo representa el viaducto con dintel continuo, recto y con pilas verticales de sección y alturas variables (Figura 4-7). El modelo del puente, Olmos lo



llama tipo B (Figura 4-7), considera la vía infinitamente rígida y con los desplazamientos de los carriles en los puntos de contacto rueda-carril se consiguen a partir de los desplazamientos de la sección conveniente del tablero, usando relaciones cinemáticas de sección rígida.

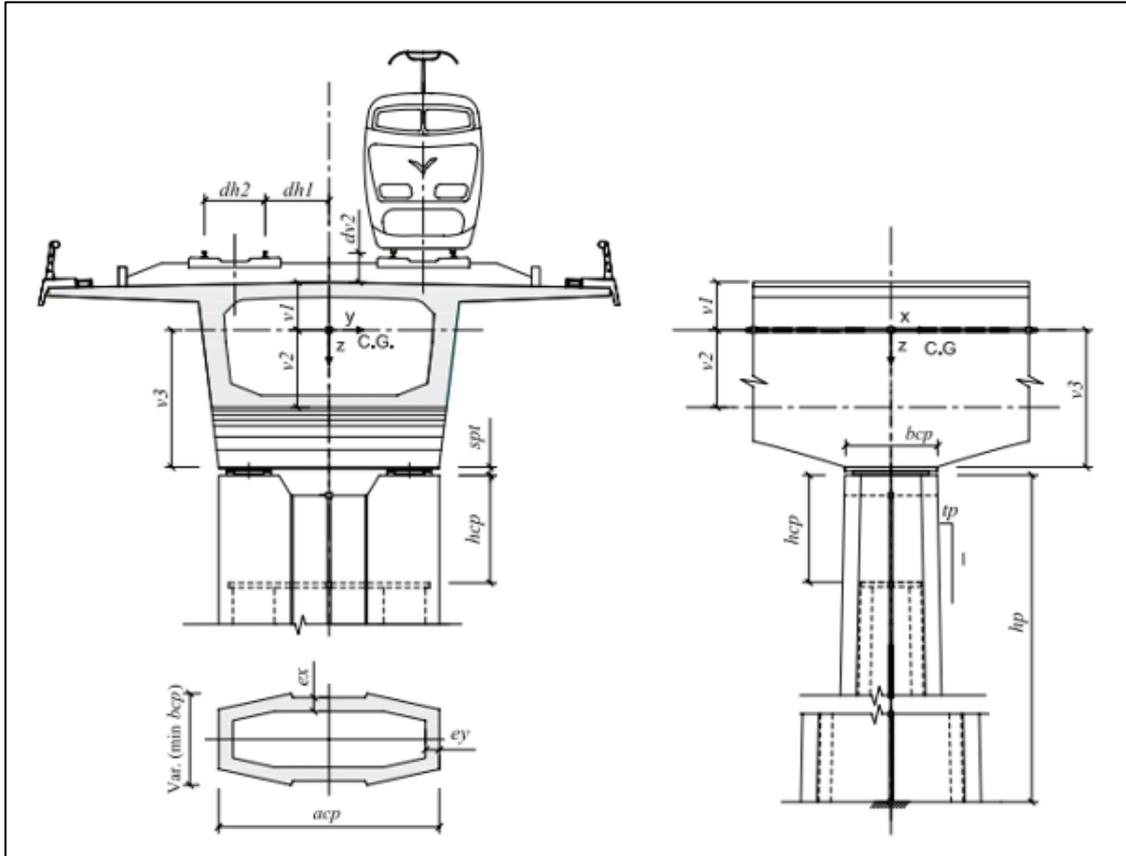


Figura 4-7 Modelo de elementos finitos del puente. Modelo tipo B

El sistema de referencias cartesianas globales, seleccionado para el modelo de interacción puente-vía, se determina de la siguiente manera:

- El origen de coordenadas se encuentra en el centro de gravedad (c.d.g.) de la sección de apoyo del tablero en el primer estribo del puente.
- El eje x tiene la dirección horizontal longitudinal del puente. Su sentido positivo es igual al sentido de la marcha del tren.
- El eje y tiene la dirección horizontal transversal del puente. Su sentido positivo es el de la derecha si nos posicionamos en el tren avanzando por el puente.
- El eje z es de dirección vertical. Su sentido positivo es hacia abajo.



En la Figura 4-7 están representados los sentidos y las direcciones de los ejes del sistema de referencia elegido. El modelo puente (tipo B), depende de ciertos parámetros geométricos y mecánicos que son los siguientes:

nv	número de vanos del viaducto.
lv	luz de los vanos intermedios.
$lve1, lve2$	luz de los vanos extremos.
hpj	altura de la pila j.
$Densk$	densidad de los materiales estructurales (hormigones y acero estructural).
Ek	módulo de Young de los distintos materiales.
νk	coeficiente de Poisson de los materiales.
Ati	área de la sección i del tablero.
$Iyti, Izti, Jti$	momentos de inercia de flexión y torsión en secciones del tablero.
Mt	masa (estructural y no estructural) por unidad de longitud en un tramo de tablero.
IMt	momento de inercia de la masa (no estructural y estructural) de un tramo del tablero respecto al eje x (eje longitudinal del puente).
$Ap1, Ap2$	área de la sección de la pila (o puntal) en cabeza (sección maciza y sección hueca).
$Ixp1, Ixp2$	momentos de inercia de la sección de la pila (o puntal) en cabeza (sección maciza y sección hueca) respecto al eje x.
$Iyp1, Iyp2$	momentos de inercia de la sección de la pila (o puntal) en cabeza (sección maciza y sección hueca) respecto al eje y (dirección transversal del puente).
$Jp1, Jp2$	inercia a torsión de la sección de la pila (o puntal) en cabeza (sección maciza y sección hueca).
ex, ey	espesores de las paredes de la pila (o puntal).



- acp, bcp, hcp anchos y altura de la cabeza de la pila.
- tp talud de la pared de la pila para conocer la variación de ancho de esta.
- $fle1, fle2$ flecha de los puntales que forma en arco ojival si existe.
- Ar, Iyr, Izr área e inercias de flexión de la sección de los carriles.
- kv, cv, kh, ch coeficientes de rigidez y amortiguamiento (vertical y horizontal) del balasto en el punto de apoyo del carril con la traviesa.” (Olmos, 2015)

Todo el resto de los parámetros geométricos tenidos en cuenta en el modelo se representan en la Figura 4-7.

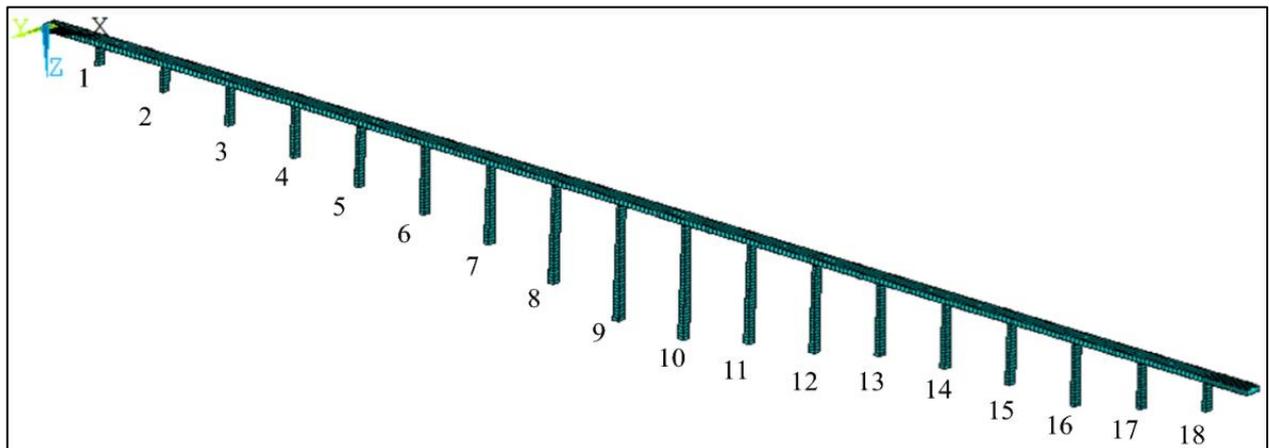


Figura 4-8 Modelo de elementos finitos del puente

Para que las características mecánicas del modelo puente sean completas, faltaría el amortiguamiento de la estructura. El amortiguamiento del puente está detallado en el subcapítulo *Amortiguamiento del sistema dinámico del puente*.

(Olmos, 2015) genera la tabla con propiedades:

Tabla 4-1 Propiedades del tablero

Sección centro de vano (homogeneizada en acero)	
At área (m 2)	1,05
Iyt inercia a flexión eje y-y (m 4)	1,78
Izt inercia a flexión eje z-z (m 4)	15,46
Jt inercia a torsión (m 4)	3,34



Sección en apoyo en pilas (homogeneizada en acero)	
At área (m ²)	0,79
Iyt inercia a flexión eje y-y (m ⁴)	1,88
Izt inercia a flexión eje z-z (m ⁴)	6,22
Jt inercia a torsión (m ⁴)	6,01
Masa estructural y no estructural del tablero	
Mt masa (Kg/m)	33.120
IMt inercia másica eje x-x (m ² · Kg/m)	442.764,75

En la Tabla 4-1 están agrupadas las propiedades de masa y rigidez del tablero. Para su cálculo, se ha considerado la fisuración de la losa superior del tablero en la zona de momentos flectores negativos. En este caso, el punto fijo para los movimientos longitudinales del tablero se establece mediante el uso de apoyos fijos sobre las pilas centrales del viaducto (pilas 8, 9, 10 y 11). Este punto fijo tiene cierta flexibilidad en dirección longitudinal debido a la presencia de estas pilas. Por otro lado, aunque el comportamiento longitudinal de los viaductos no lo reproduce el modelo de interacción construido para este estudio, ya que el movimiento en esta dirección no es el objeto del presente estudio, las vinculaciones entre apoyos (pilas y estribos) y el tablero en el punto fijo sí va a afectar al comportamiento de flexión lateral del puente. En los apoyos del tablero en las citadas pilas (nº 8, 9, 10 y 11) se ha impedido, en el modelo de este puente, el giro relativo de eje vertical entre el tablero y la pila.

En este modelo del puente “Arroyo de las Piedras” (tipo B, subcapítulo *Elementos finitos empleados*), Olmos ha considerado el módulo de elasticidad longitudinal tangente del hormigón de las pilas correspondiente a 4 años (de edad) de estas. Este es el tiempo medio estimado transcurrido desde ejecución de las pilas hasta las mediciones de la respuesta real del puente tomadas durante algunos eventos dinámicos (paso de trenes).

Elementos finitos empleados

Solo dos tipos de elementos finitos se han considerado en el modelo del puente:

Elemento Viga Elástica de sección variable. Es un elemento uniaxial que puede trabajar en compresión, tracción, torsión y flexión. Tiene forma de viga y cuenta con dos nodos en cada extremo, cada nodo con 6 grados de libertad: tres para la traslación y tres para los giros. Las funciones de forma que utiliza son cúbicas y hermíticas. Las pilas y el tablero se han modelizado con este tipo de elemento.



Elemento masa. Es un elemento puntual que también cuenta con 6 grados de libertad: tres para los giros y tres para las traslaciones. Se caracteriza por la masa (M_x , M_y , y M_z) y las inercias de masa (IM_x , IM_y , y IM_z) respecto a los ejes del elemento. Este tipo de elemento se ha utilizado en los nudos del tablero para tener en cuenta la masa del balasto, la masa de las traviesas, la masa de los carriles y el resto de la masa no estructural sobre el tablero.

Relaciones cinemáticas

En el modelo del puente, se ha convocado una serie de relaciones cinemáticas entre los g.d.l. de los nodos cabeza de pila y los g.d.l. del tablero para vincular ambos elementos. Esto permite que el giro de eje vertical relativo entre pila y tablero esté permitido en todos los apoyos del tablero, excepto en el punto fijo, que se encuentra en el apoyo del tablero sobre un estribo. El giro relativo de eje x, eje horizontal longitudinal, y el desplazamiento lateral relativo entre cabeza de pilas y tablero están impedidos en el modelo.

En el modelo no se ha incluido la vía, tampoco se han añadido elementos finitos que representen el balasto, las traviesas y los carriles. Es decir, no hace falta establecer relaciones cinemáticas entre los g.d.l. de los nodos extremos de los elementos y nodos mencionados del tablero, a diferencia de lo que sucede en otros modelos. Esto significa que la distancia entre los nodos del tablero no está determinada por la distancia entre las traviesas. Los elementos finitos de tipo viga en este modelo pueden tener una mayor longitud. Este modelo, en comparación con otros tipos de modelos, reduce significativamente el número de elementos finitos con lo cual reduce y el número de g.d.l.

Masa estructural y no estructural

En el modelo tipo B, la matriz de masas M_b del sistema dinámico del puente se ha creado a partir de:

- Las matrices de masas de los elementos finitos estructurales de tipo viga.
- La matriz de masas discreta de los elementos de masa puntual.

El elemento finito de viga se utiliza para modelar estructuras lineales en el análisis de elementos finitos. Estos elementos se caracterizan por sus propiedades de masa, que dependen del área de su longitud, sección y la densidad del material. La masa repartida se considera a lo largo de la longitud del elemento y se calcula la matriz de masa correspondiente. Los elementos de masa puntual se utilizan para modelar la masa no estructural de la estructura, como el balasto, las traviesas y los carriles no modelados como elementos estructurales, las impostas, etc. Estos elementos se colocan



en los nodos de los elementos viga del tablero. Es importante tener en cuenta la masa no estructural al realizar un análisis dinámico de una estructura, ya que puede tener un impacto significativo en la respuesta de la estructura. En consecuencia, en el modelo se incluye esta masa no estructural de manera discreta. Las matrices de masas de los elementos finitos estructurales y no estructurales se combinan adecuadamente para obtener la matriz de masas M_b del sistema dinámico del puente.

Amortiguamiento del sistema dinámico del puente-vía

La matriz de amortiguamiento C_b del sistema dinámico del puente, se obtiene mediante la técnica de superposición modal considerando los 336 primeros modos de vibración con un coeficiente de amortiguamiento igual al 1% en todos ellos. Con estos modos de vibración, la frecuencia más alta considerada es $Fr_{336} = 26,22$ Hz, y el porcentaje de masa movilizada en cada dirección (x , y , y z) es superior al 99%.

“La matriz de amortiguamiento C_b se ha obtenido a través de la siguiente fórmula:

$$C_b = \alpha \cdot M_b + \beta \cdot K_b + \sum_k^{Nel} C_k \quad 4-1$$

donde

$\alpha \cdot M_b + \beta \cdot K_b$ es la matriz de amortiguamiento estructural de Rayleigh con α y β obtenidos de:

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = \frac{2 \cdot \zeta}{\omega_i + \omega_j} \begin{Bmatrix} \omega_i \cdot \omega_j \\ 1 \end{Bmatrix} \quad 4-2$$

donde

ζ ratio de amortiguamiento modal, respecto al amortiguamiento crítico, de los modos de vibración asociados a las frecuencias angulares ω_i y ω_j .

C_k matriz de amortiguamiento de un elemento de amortiguamiento o amortiguador del modelo de vía incluido en el modelo A de puente.

M_b y K_b matrices de masa y de rigidez, respectivamente, del sistema dinámico puente.



Las constantes α y β del amortiguamiento estructural de Rayleigh se han elegido en este caso de tal forma que las ratios de amortiguamiento de los principales modos de vibración del viaducto sean los siguientes:

Los 11 primeros modos de flexión lateral del puente tienen frecuencias entre 0.340 Hz y 1.311 Hz. y sus correspondientes ratios de amortiguamiento oscilan entre 1.2 % - 0.61 %. Los 7 primeros modos de flexión vertical del tablero tienen frecuencias comprendidas entre 1.365 y 1.598 Hz con ratios de amortiguamiento entre 0.61 % y 0.67 %. “ (Olmos, 2015)

Se puede notar que, los índices de amortiguamiento para los modos de vibración laterales del viaducto de tablero mixto (que incluye pilares de hormigón armado) se encuentran entre 1.5% y 0.6%, y son de acuerdo con las recomendaciones establecidas por (Fomento, 2011) para estudios dinámicos de puentes mixtos. Para los modos de vibración vertical, donde solo interviene la estructura mixta del tablero, los índices de amortiguamiento modal se encuentran cerca de 0.6% que también siguen las recomendaciones mencionadas de amortiguamiento modal.

Sistema de ecuaciones del puente

El sistema de ecuaciones de movimiento del puente de cual se obtendrá la respuesta dinámica del mismo se expresa con la Ecuación 4-27,

$$\mathbf{M}_b \cdot \ddot{\mathbf{u}}_b(t) + \mathbf{C}_b \cdot \dot{\mathbf{u}}_b(t) + \mathbf{K}_b \cdot \mathbf{u}_b(t) = \mathbf{F}_{bv}(t) \quad 4-3$$

donde

$\ddot{\mathbf{u}}_b, \dot{\mathbf{u}}_b, \mathbf{u}_b$ vectores aceleración, velocidad y desplazamiento de los nudos del modelo puente según los g.d.l. considerados.

$\mathbf{M}_b, \mathbf{C}_b, \mathbf{K}_b$ matrices de amortiguamiento, masas y rigidez del sistema dinámico del puente.

\mathbf{F}_{bv} vector de fuerzas de contacto ejercidas por el vehículo sobre los g.d.l. del puente.

Para crear el modelo dinámico paramétrico mencionado, se ha desarrollado un programa en MATLAB llamado IRBridges que genera un archivo de comandos de ANSYS. IRBridge abre ANSYS en modo batch y le permite a ANSYS construir el modelo de elementos finitos. Una vez creado, ANSYS guarda las matrices M_b, C_b, K_b del modelo dinámico. Estas matrices del modelo dinámico ya no son singulares, es decir, se han procesado con la información de las ecuaciones



cinemáticas que vinculan ciertos g.d.l. del modelo y de las condiciones de contorno o cargas aplicadas en los extremos del tablero y de la vía y en las bases de pilas. El programa desarrollado convierte el formato de las matrices mencionadas a variables de MATLAB. Después de eso IRBridges construye el resto del modelo de interacción y resuelve numéricamente el problema planteado.

Modelo de la vía

El modelo de vía utilizado en este estudio es descrito en (Olmos, 2018b). Considerado la vía infinitamente rígida, como en muchos otros trabajos de interacción T-P disponibles en la literatura. Los desplazamientos, velocidades y aceleraciones del carril en los puntos de contacto rueda-carril se obtienen mediante relaciones cinemáticas de sección rígida considerando los movimientos de las correspondientes secciones del tablero.

En este modelo, se permite el giro relativo alrededor del eje vertical entre el tablero, sobre las secciones de apoyo, y el tope del muelle, excepto para los pilares no. 8, 9, 10 y 11 (Figura 4-8). El giro alrededor del eje vertical durante un evento sísmico tampoco está permitido en las secciones del tablero en los estribos del puente. Las restricciones de movimiento descritas reflejan las condiciones reales de apoyo del tablero del puente. En el modelo de la vía, la matriz de amortiguamiento C_b tiene esta forma:

$$C_b = \sum_{k=1}^{Nel} C_k \quad 4-4$$

Con el uso de este modelo, las vibraciones de la vía ya no están excesivamente amortiguadas.



5 Modelos multi-body del vehículo utilizados y desarrollados

Introducción

Para modelar los trenes se utilizará un modelo 3D multi-body compuesto por varios cuerpos rígidos, que representan los coches, los bogies y los ejes, y que están conectados entre sí mediante suspensiones. Hay dos tipos de suspensiones en un tren. La suspensión primaria une los ejes con los bogies del vehículo a través de un sistema de muelles y amortiguadores dispuestos tanto en vertical como en horizontal. La suspensión secundaria conecta los bogies de los vehículos con los coches y también está compuesta por muelles y amortiguadores.

En este estudio se considerarán tres modelos multi-body 3D para los trenes considerados. El modelo de un tren tipo convencional (modelo convencional, Figura 5-1), el modelo de un tren tipo articulado (modelo articulado, Figura 5-2) y el modelo de un tren tipo regular (modelo regular, Figura 5-3). Más tarde estos modelos del vehículo (tren) se integrarán en el modelo de interacción T-P. Para este estudio se ha desarrollado la formulación del modelo multi-body del vehículo tipo regular.

Grados de libertad de los cuerpos rígidos del vehículo

En los tres modelos 3D multi-body considerados, los cuerpos rígidos nombrados anteriormente cuentan con los siguientes g.d.l.:

Cada coche (o body) de un tren tiene 5 g.d.l., que son los desplazamientos lateral y vertical de su centro de gravedad (c.d.g.), y a los giros respecto a los ejes locales x , y y z que pasan por el c.d.g. La Ecuación 5-1 expresa el vector desplazamiento del coche i del tren.

$$\mathbf{u}_{Ci} = [y_C \quad z_C \quad Rx_C \quad Ry_C \quad Rz_C]_i^T \quad 5-1$$

Cada bogie tiene 5 g.d.l. (al igual como que el cuerpo del coche). El vector desplazamiento del bogie j del tren se muestra en la Ecuación 5-2.

$$\mathbf{u}_{Tj} = [y_T \quad z_T \quad Rx_T \quad Ry_T \quad Rz_T]_j^T \quad 5-2$$

Cada eje (rueda) tiene 2 g.d.l., (desplazamiento lateral de su c.d.g. y el giro del eje vertical). El eje l del tren posee el siguiente vector de desplazamiento en el modelo Ecuación 5-3.



$$\mathbf{u}_{wl} = [y_w \quad Rz_w]^T$$

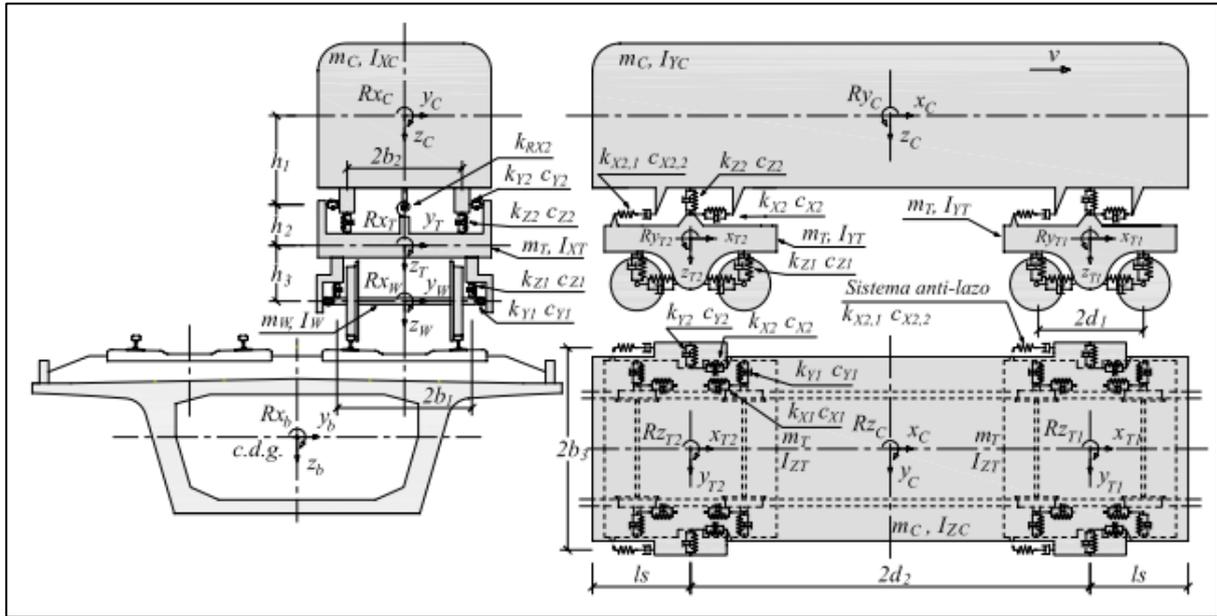


Figura 5-1 Tren tipo convencional

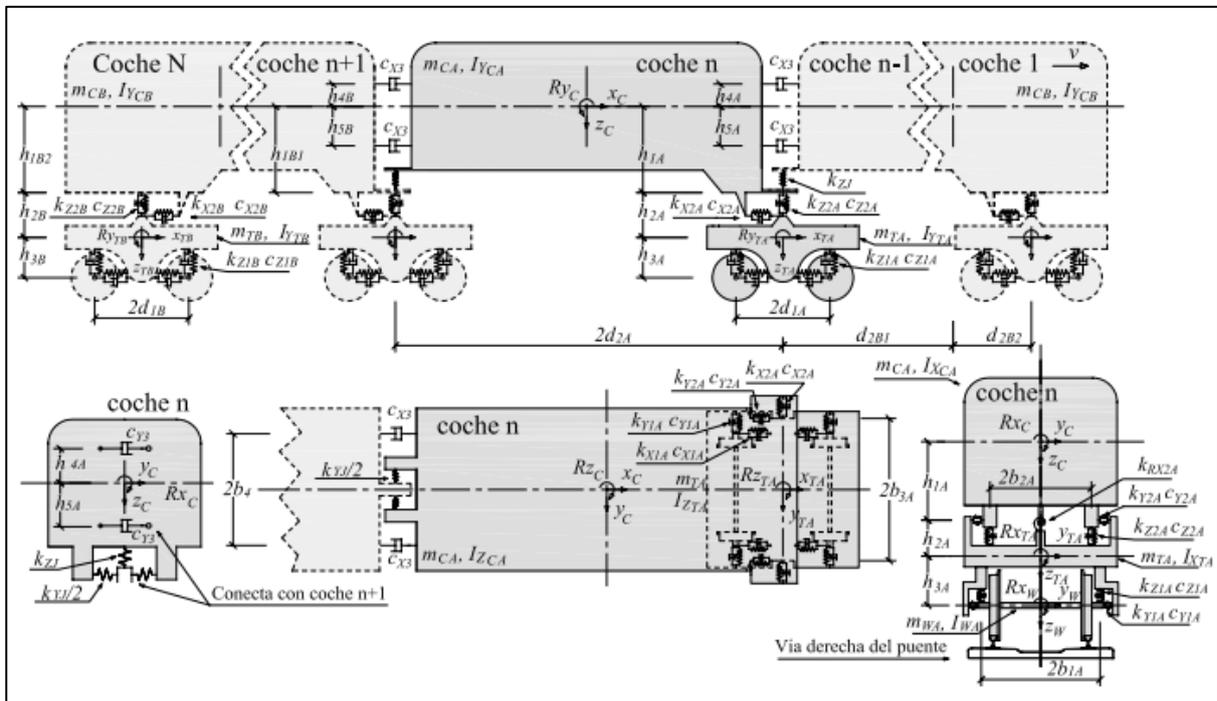


Figura 5-2 Tren tipo articulado

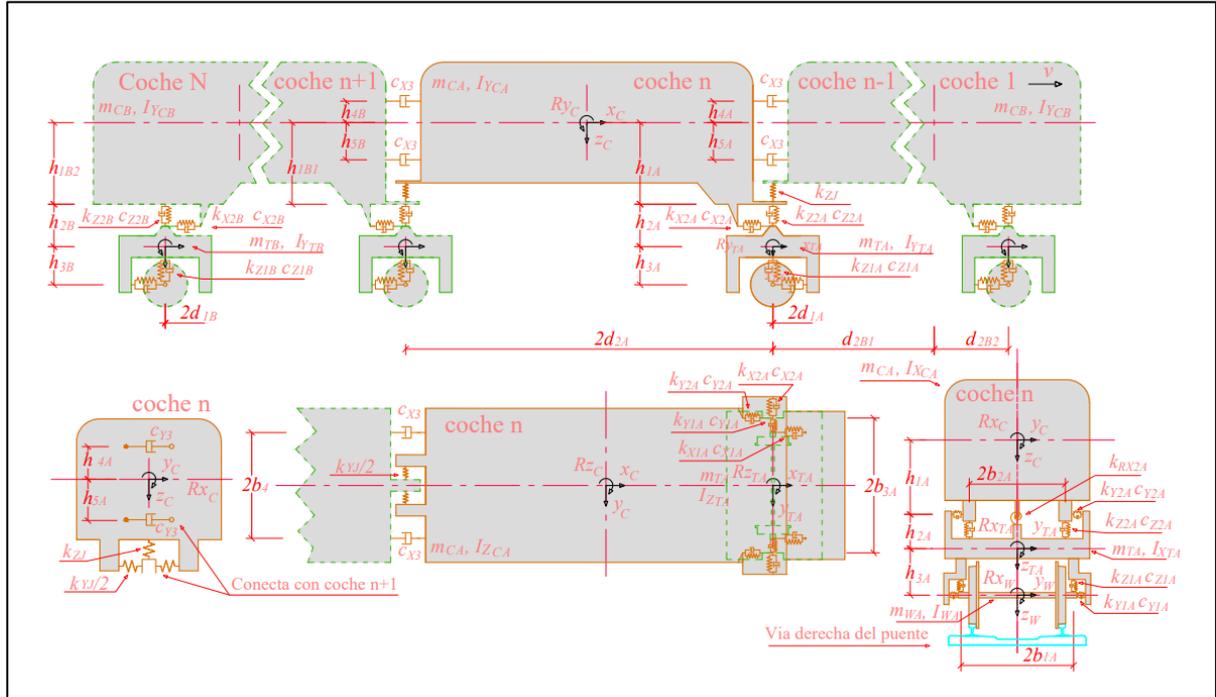


Figura 5-3 Tren tipo regular

Sistema de ecuaciones del tren

Las ecuaciones de movimiento dinámico del sistema T-P se pueden expresar como Ecuación 5-4 y la Ecuación 5-5.

$$\mathbf{M}_v \cdot \ddot{\mathbf{u}}_v(t) + \mathbf{C}_v \cdot \dot{\mathbf{u}}_v(t) + \mathbf{K}_v \cdot \mathbf{u}_v(t) = \mathbf{F}_{vb}(\mathbf{u}_b, \dot{\mathbf{u}}_b, \mathbf{u}_v, \dot{\mathbf{u}}_v, t) \quad 5-4$$

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_b & \mathbf{M}_{bs} \\ \mathbf{M}_{sb} & \mathbf{M}_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_b(t) \\ \ddot{\mathbf{u}}_s(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_b & \mathbf{C}_{bs} \\ \mathbf{C}_{sb} & \mathbf{C}_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_b(t) \\ \dot{\mathbf{u}}_s(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_b & \mathbf{K}_{bs} \\ \mathbf{K}_{sb} & \mathbf{K}_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_b(t) \\ \mathbf{u}_s(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{F}_{bv}(\mathbf{u}_b, \dot{\mathbf{u}}_b, \ddot{\mathbf{u}}_b, \mathbf{u}_v, \dot{\mathbf{u}}_v, t) \\ 0 \end{Bmatrix} \quad 5-5$$

En estas ecuaciones, se adopta el sistema de coordenadas global absoluto, v es subíndice del subsistema de tren, b del subsistema de puente de la superestructura, y s subíndice que denota los soportes del puente. \mathbf{F}_{vb} y \mathbf{F}_{bv} son fuerzas de interacción no lineales de la interacción T-P que actúan sobre los subsistemas de trenes y puentes, respectivamente $\ddot{\mathbf{u}}_k(t), \dot{\mathbf{u}}_k(t)$ y $\mathbf{u}_k(t)$ son la aceleración, vectores velocidad y desplazamiento según los g.d.l. considerados en el modelo del tren ($k = v$) y en el modelo de puente ($k = b$) convenientemente dispuestos. $\mathbf{M}_k, \mathbf{C}_k$ y \mathbf{K}_k son las matrices constantes de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema dinámico del vehículo ($k = v$), sistema de superestructura de puente ($k = b$) o soportes del puente ($k = s$). Los vectores $\ddot{\mathbf{u}}_k(t), \dot{\mathbf{u}}_k(t)$ y $\mathbf{u}_k(t)$



contienen los movimientos sísmicos verticales y horizontales del terreno en los soportes del puente durante un sismo.

Cuando la Ecuación 5-5 se resuelve usando el método de solución directa (Xia H. N., 2018) el primer término en el lado izquierdo de la ecuación se expande y las ecuaciones de movimiento del puente en las coordenadas absolutas se pueden escribir como Ecuación 5-6:

$$\mathbf{M}_b \cdot \ddot{\mathbf{u}}_b(t) + \mathbf{C}_b \cdot \dot{\mathbf{u}}_b(t) + \mathbf{K}_b \cdot \mathbf{u}_b(t) = -\mathbf{K}_{bs} \cdot \mathbf{u}_s(t) - \mathbf{C}_{bs} \cdot \dot{\mathbf{u}}_s(t) - \mathbf{M}_{bs} \cdot \ddot{\mathbf{u}}_s(t) + \mathbf{F}_{vb}(\mathbf{u}_b, \dot{\mathbf{u}}_b, \ddot{\mathbf{u}}_b, \mathbf{u}_v, \dot{\mathbf{u}}_v, t) \quad 5-6$$

El término \mathbf{M}_{bs} y el término de amortiguamiento \mathbf{C}_{bs} se desprecian porque su influencia es pequeña y difícil de determinar (Xia H. N., 2018). Entonces, la ecuación de movimiento del sistema de puente queda así:

$$\mathbf{M}_b \cdot \ddot{\mathbf{u}}_b(t) + \mathbf{C}_b \cdot \dot{\mathbf{u}}_b(t) + \mathbf{K}_b \cdot \mathbf{u}_b(t) = -\mathbf{K}_{bs} \cdot \mathbf{u}_s(t) + \mathbf{F}_{vb}(\mathbf{u}_b, \dot{\mathbf{u}}_b, \ddot{\mathbf{u}}_b, \mathbf{u}_v, \dot{\mathbf{u}}_v, t) \quad 5-7$$

Ecuación 5-4 y la Ecuación 5-7 constituyen el sistema de ecuaciones de movimiento de los sistemas de trenes y puentes.

Cuando el modelo es no lineal, como en este estudio, \mathbf{F}_{vb} y \mathbf{F}_{bv} se convierten en las funciones no lineales de los estados de movimiento del sistema de acoplamiento T-P (Olmos J. M., 2018b). En este caso estudiado, la Ecuación 5-7 no se puede resolver por el método de descomposición tradicional y más utilizado para analizar estructuras largas y expuestas a movimientos sísmicos del suelo no uniformes.

En este estudio se utiliza el método de solución directa mencionado (Xia H. N., 2018). Este método se basa en desplazamientos introducidos. Eso significa que se necesitan desplazamientos del suelo en los puntos de apoyo del puente (pilas) para obtener las cargas sísmicas y excitar el sistema T-P. $-\mathbf{K}_{bs} \cdot \mathbf{u}_s(t)$ en la Ecuación 5-7 son estas cargas sísmicas y se aplican directamente en el nodo cercano a la base de cada apoyo en forma de fuerzas concentradas y momentos flectores concentrados. En los siguientes subcapítulos de este estudio, los modelos de puentes, trenes y sismos, que están involucrados en la Ecuación 5-4 y la Ecuación 5-7 van a ser descritos.



Hipótesis asumidas

Con los modelos multi-body de trenes seleccionados para este estudio se asumen las siguientes hipótesis:

- 1 El coche, los bogies y los ejes del tren, se consideran rígidos, sin tener en cuenta su deformación elástica.
- 2 Los cuerpos rígidos del tren tienen al menos dos planos de simetría. Estos son los dos planos verticales $y=0$ y $x=0$, si se considera un sistema de referencia local con origen en el c.d.g. del cuerpo rígido (como se muestra en Figura 5-1, Figura 5-2 y Figura 5-3). De esta forma, no aparecen productos de inercia másica en la matriz de masas del tren \mathbf{M}_v . Esta matriz será una matriz diagonal.
- 3 La masa del tren no cambia durante el viaje de este. \mathbf{M}_v es, por lo tanto la matriz de masas es constante.
- 4 Las velocidades angulares de los cuerpos rígidos se suponen pequeñas. Dicho esto no se toman en cuenta los términos de las ecuaciones equilibrio de Newton-Euler en los que aparecen dichas velocidades.
- 5 Las conexiones entre el coche, bogies y ejes se modelan con sistemas lineales de muelle y amortiguador viscoso. Por lo tanto, \mathbf{C}_v y \mathbf{K}_v también son constantes.
- 6 En estos modelos de tren, se supone que no hay el movimiento relativo entre los c.d.g. de los ejes, bogies y coches en dirección longitudinal (paralelo al eje x).



Tren de alta velocidad tipo convencional RENFE S 103 (Siemens)

Descripción

El tren tipo convencional, se ha modelado para el estudio de la respuesta dinámica del viento de viaductos altos cuando pasa el TAV en la tesis doctoral del doctor José Manuel Olmos (Olmos J. , 2016). Este es el tren RENFE S 103 de la marca alemana Siemens, en Alemania (DB) llamado ICE3. Es un TAV ligero y uno de los últimos trenes adquiridos por RENFE y el TAV más pesado de los que circulan en España.



Figura 5-4 Tren RENFE AVE S-103

En este tren todos los coches son de pasajeros. El tren tiene la tracción distribuida en varios coches que se sitúa bajo los bastidores de la composición, por lo que no cuenta con cabezas tractoras y todo su espacio interior es aprovechado para transportar viajeros, por eso el tren tiene más espacio que otros TAV con dimensiones similares. Las características mecánicas (dimensiones, masas, y suspensiones) de todos los vehículos del tren son similares y por eso el modelo está construido con 10 vehículos iguales.

En un tren tipo convencional, cada vehículo está formado por un coche, dos bogies y cuatro ejes. Cada vehículo en total tiene 23 g.d.l. (5 del coche, 5 de cada bogie y 2 de cada eje) y los g.d.l. de un vehículo son independientes de los de sus coches contiguos en el convoy. En la Figura 5-5 está



representado el modelo de un vehículo de este tipo. Esta figura recoge la nomenclatura de las siguientes variables y parámetros de los cuerpos rígidos: los desplazamientos de los g.d.l., geometría, constantes de rigidez y amortiguamiento de los elementos de las suspensiones y las constantes de masa.

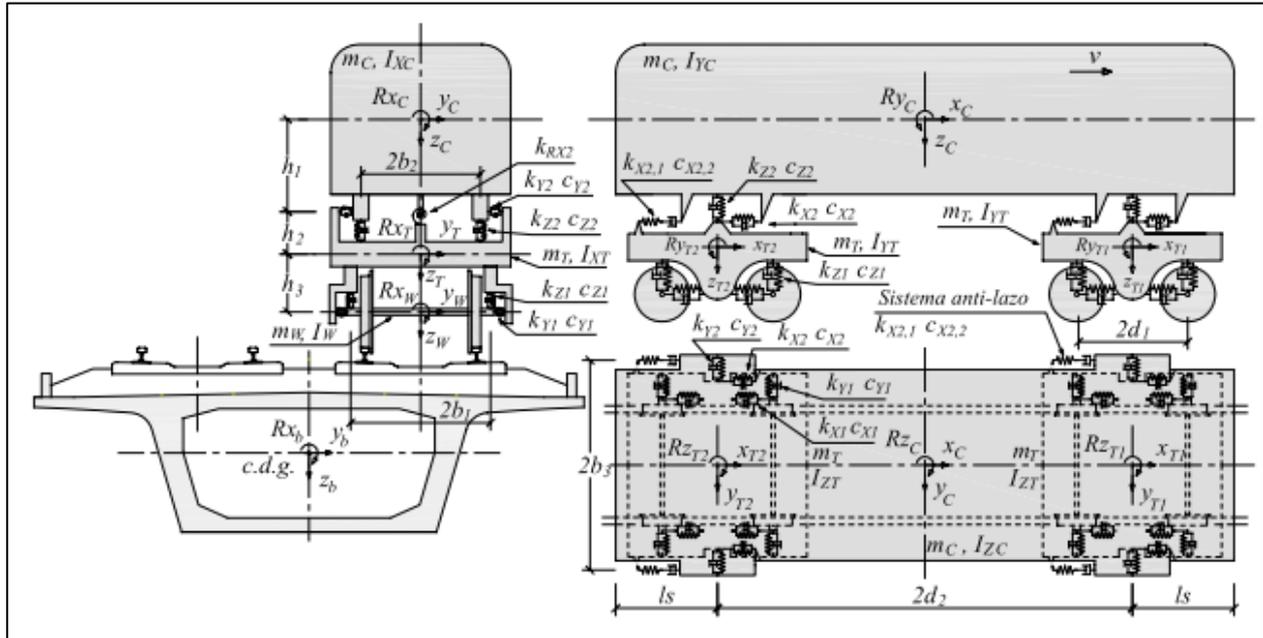


Figura 5-5 Modelo Vehículo convencional

Hay dos elementos de las suspensiones del vehículo que no se encuentran en otros modelos de interacción T-P que merecen mención. El primero es la **barra anti-giro** en la suspensión secundaria. Se puede considerar como un muelle rotacional que restringe el giro relativo en el eje x (eje longitudinal de la vía) entre el coche y el bogie con una rigidez k_{RX2} . El segundo elemento es un **dispositivo anti-lazo**, ubicado también en la suspensión secundaria del vehículo. Este elemento restringe el giro relativo en el eje vertical entre el coche y un bogie en el vehículo.

Vector desplazamiento

El vector desplazamiento del sistema dinámico tren \mathbf{u}_v se compone de los vectores desplazamiento de cada vehículo del tren \mathbf{u}_{vi} .

$$\mathbf{u}_v = [\mathbf{u}_{v1} \quad \mathbf{u}_{v2} \quad \dots \quad \mathbf{u}_{vnh}]^T \tag{5-8}$$

El vector desplazamiento de un vehículo i del tren \mathbf{u}_{vi} está formado por vectores de desplazamiento de los cuerpos rígidos del vehículo (coches, bogies y ejes):



$$\mathbf{u}_{Vi} = [\mathbf{u}_C \quad \mathbf{u}_{T1} \quad \mathbf{u}_{T2} \quad \mathbf{u}_{W1} \quad \mathbf{u}_{W2} \quad \mathbf{u}_{W3} \quad \mathbf{u}_{W4} \quad \mathbf{u}_X]_i^T \quad 5-9$$

donde los vectores $\mathbf{u}_C, \mathbf{u}_{Tj}$ y \mathbf{u}_{Wl} se han mostrado en el subcapítulo *Grados de libertad de los cuerpos rígidos del vehículo*.

$$\mathbf{u}_X = [x_1 \quad x_2 \quad x_3 \quad x_4]^T \quad 5-10$$

\mathbf{u}_X es un vector que recoge los desplazamientos de las cuatro masas auxiliares consideradas en el modelo.

Matrices de rigidez

Las matrices del sistema de ecuaciones del vehículo o la formulación del modelo de este vehículo tipo convencional, Olmos las ha obtenido modificando la formulación de un modelo similar recogido en el artículo de Zhang et al. (2010a) para poder tener en cuenta el sistema anti-lazo y la barra anti-giro. Para realizarlo, ha usado las ecuaciones de equilibrio de Newton-Euler. La matriz de rigidez del sistema dinámico tiene la siguiente forma:

$$\mathbf{K}_v = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{V1} & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{k}_{V2} & \dots & \mathbf{0} \\ \dots & \dots & \ddots & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{Vnh} \end{bmatrix} \quad 5-11$$

Es una matriz diagonal por bloques y cual diagonal se encuentran las matrices de rigidez de cada coche del tren \mathbf{k}_{Vi} :

$$\mathbf{k}_{Vi} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{TC} & \text{sim.} \\ \mathbf{k}_{WT} & \mathbf{k}_W \\ \mathbf{k}_{X_2CT} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{X_2} \end{bmatrix} \quad 5-12$$

Las submatrices que forman la matriz de rigidez de un vehículo i del tren \mathbf{k}_{Vi} se detallan a continuación.

$$\mathbf{k}_{TC} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{CC} & & \text{sim.} \\ \mathbf{k}_{TC,1} & \mathbf{k}_{TT,C} + \mathbf{k}_{TT,W2} & \\ \mathbf{k}_{TC,-1} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{TT,C} + \mathbf{k}_{TT,W2} \end{bmatrix}; \mathbf{k}_{WT} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{k}_{WT,1} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{k}_{WT,-1} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{WT,1} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{WT,-1} \end{bmatrix} \quad 5-13$$



$$\mathbf{k}_W = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{WW} & & & \text{sim.} \\ \mathbf{0} & \mathbf{k}_{WW} & & \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{WW} & \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{WW} \end{bmatrix}; \mathbf{k}_{X_2CT} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{X_2C,1} & \mathbf{k}_{X_2T,1} & \mathbf{0} \\ \mathbf{k}_{X_2C,-1} & \mathbf{k}_{X_2T,-1} & \mathbf{0} \\ \mathbf{k}_{X_2C,1} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{X_2T,1} \\ \mathbf{k}_{X_2C,-1} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{X_2T,-1} \end{bmatrix} \quad 5-14$$

\mathbf{k}_{X_2} es una matriz diagonal con la rigidez $k_{X_2,1} + k_{X_2,2}$ en cada uno de los cuatro elementos de su diagonal. Las submatrices usadas de las matrices expresadas en la Ecuación 5-13 y en la Ecuación 5-14 se muestran en continuación:

$$\mathbf{k}_{CC} = \begin{bmatrix} 4k_{Y_2} & & & & & \text{sim.} \\ 0 & 4k_{Z_2} & & & & \\ -4k_{Y_2}h_1 & 0 & 4k_{Y_2}h_1 + 4k_{Z_2}b_2^2 + & & & \\ & & +2k_{RX_2} & & & \\ 0 & 0 & 0 & 4k_{X_2}h_1^2 + 4k_{Z_2}d_2^2 + & & \\ & & & +4k_{X_2,2}h_1^2 & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 4k_{X_2}b_2^2 + 4k_{Y_2}d_2^2 + & \\ & & & & +4k_{X_2,2}b_3^2 & \end{bmatrix} \quad 5-15$$

$$\mathbf{k}_{TC,j} = \begin{bmatrix} -2k_{Y_2} & 0 & 2k_{Y_2}h_1 & 0 & -2jk_{Y_2}d_2 \\ 0 & -2k_{Z_2} & 0 & 2jk_{Z_2}d_2 & 0 \\ -2k_{Y_2}h_2 & 0 & 2k_{Y_2}h_1h_2 - 2k_{Z_2}b_2^2 - k_{RX_2} & 0 & -2jk_{Y_2}d_2h_2 \\ 0 & 0 & 0 & 2k_{X_2}h_1h_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -2k_{X_2}b_2^2 \end{bmatrix}_{j=1,-1} \quad 5-16$$

$$\mathbf{k}_{TT,C} = \begin{bmatrix} 2k_{Y_2} & & & & & \text{sim.} \\ 0 & 2k_{Z_2} & & & & \\ 2k_{Y_2}h_2 & 0 & 2k_{Y_2}h_2^2 + 2k_{Z_2}b_2^2 + k_{RX_2} & & & \\ 0 & 0 & 0 & 2k_{X_2,1}h_2^2 + 2k_{X_2}h_2^2 & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2k_{X_2,1}b_3^2 + 2k_{X_2}b_2^2 & \end{bmatrix} \quad 5-17$$

$$\mathbf{k}_{TT,W_2} = \begin{bmatrix} 4k_{Y_1} & & & & & \text{sim.} \\ 0 & 4k_{Z_1} & & & & \\ -4k_{Y_1}h_3 & 0 & 4k_{Y_1}h_3^2 + 4k_{Z_1}b_1^2 & & & \\ 0 & 0 & 0 & 4k_{X_1}h_3^2 + 4k_{Z_1}d_1^2 & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 4k_{X_1}b_1^2 + 4k_{Y_1}d_1^2 & \end{bmatrix} \quad 5-18$$



$$\mathbf{k}_{WT,j} = \begin{bmatrix} -2k_{Y1} & 0 & 2k_{Y1}h_3 & 0 & -2jk_{Y1}d_1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -2k_{X1}b_1^2 \end{bmatrix}_{j=1,-1} \quad 5-19$$

$$\mathbf{k}_{WW} = \begin{bmatrix} 2k_{Y1} & 0 \\ 0 & 2k_{X1}b_1^2 \end{bmatrix} \quad 5-20$$

$$\mathbf{k}_{X_2C,j} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & -k_{X2,2}h_1 & -j \cdot k_{X2,2}b_3 \end{bmatrix}_{j=1,-1} \quad 5-21$$

$$\mathbf{k}_{X_2T,j} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & -k_{X2,1}h_2 & -j \cdot k_{X2,1}b_3 \end{bmatrix}_{j=1,-1} \quad 5-22$$

“Las constantes geometrías y de rigidez que aparecen en la matriz de rigidez detallada de un vehículo convencional tienen el siguiente significado (Figura 5-5):

$h1, h2, h3$ son distancias, medidas en dirección vertical, que separan el c.d.g. del coche y el punto de aplicación de la suspensión secundaria en el coche, este último punto y el c.d.g. un bogie, y el c.d.g. un bogie y el c.d.g. de un eje respectivamente.

$2d1, 2d2$ son las distancias, medidas en la dirección longitudinal del tren, que separan los c.d.g. de dos ejes de un mismo bogie ($2d1$), y los c.d.g. de los dos bogies de un vehículo convencional ($2d2$).

$2b1, 2b2, 2b3$ son distancias, medidas en la dirección transversal del tren, que separan los puntos donde actúa la suspensión primaria un el eje, los puntos donde actúa la suspensión secundaria en un coche, y los puntos donde actúan los dos sistemas anti-lazo de un bogie respectivamente.

ls es la distancia, medida en la dirección longitudinal del tren que separa el c.d.g. de un bogie y el final de un vehículo.

$kX1, kY1, kZ1$ son constantes de rigidez de los muelles de la suspensión primaria dispuestos en las direcciones x , y y z (del sistema de referencia global del modelo de interacción y también local del vehículo, en lo sucesivo direcciones x , y y z).

$kX2, kY2, kZ2$ son constantes de rigidez de los muelles de la suspensión secundaria dispuestos en las direcciones x , y y z respectivamente.

$kX2,1, kX2,2$ son constantes de rigidez del dispositivo anti-lazo.



k_{RX2} es la constante de rigidez de la barra anti-giro de la suspensión secundaria.” (Olmos, 2015)

Matriz de amortiguamiento

“La matriz de amortiguamiento del sistema dinámico tren \mathbf{C}_v tiene la misma estructura que la matriz de rigidez \mathbf{K}_v . Y se puede describir diciendo que para esta matriz \mathbf{C}_v vale la formulación recogida desde la Ecuación 5-11 hasta la Ecuación 5-22 sustituyendo la letra k por la letra c en dicha formulación. Esto se explica por la existencia de amortiguadores paralelos a todos los muelles de las suspensiones de los vehículos.” (Olmos, 2015)

Matriz de masa

“La matriz de masas del sistema dinámico tren \mathbf{M}_v es una matriz diagonal. Está formada por una sucesión de matrices \mathbf{m}_{vi} , dispuestas en diagonal, que corresponden a las matrices de masas de cada vehículo del convoy.

$$\mathbf{M}_v = \begin{bmatrix} \mathbf{m}_{v1} & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{m}_{v2} & \dots & \mathbf{0} \\ \dots & \dots & \ddots & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{m}_{vnh} \end{bmatrix} \quad 5-23$$

La matriz de masas de cada vehículo \mathbf{m}_{vi} es una matriz diagonal por bloques que se puede expresar de la siguiente forma:

$$\mathbf{m}_{vi} = \text{diag}[\mathbf{m}_C, \mathbf{m}_T, \mathbf{m}_T, \mathbf{m}_W, \mathbf{m}_W, \mathbf{m}_W, \mathbf{m}_W, \mathbf{m}_X] \quad 5-24$$

Las submatrices que forman la matriz de masas de cada vehículo \mathbf{m}_{vi} son matrices diagonales de masas correspondientes a los cuerpos rígidos que forman un vehículo (coche, bogies, ejes y masas auxiliares de los sistemas anti-lazo):

$$\begin{aligned} \mathbf{m}_C &= \text{diag}[m_C, m_C, I_{XC}, I_{YC}, I_{ZC}] \\ \mathbf{m}_T &= \text{diag}[m_T, m_T, I_{XT}, I_{YT}, I_{ZT}] \\ \mathbf{m}_W &= \text{diag}[m_W, I_{ZW}] \\ \mathbf{m}_X &= \text{diag}[m_X, m_X, m_X, m_X] \end{aligned} \quad 5-25$$

Las constantes de masa que aparecen en la matriz de masa de cada vehículo tienen el siguiente significado:



mC, mT, mW masa de un coche, un bogie y un eje respectivamente de un vehículo convencional.

mX masa auxiliar correspondiente a un sistema anti-lazo de la suspensión secundaria de un vehículo.

IXC, IYC, IZC momentos de inercia de masa de un coche de un vehículo respecto a los ejes x, y y z .

IXT, IYT, IZT momentos de inercia de masa de un bogie respecto a los ejes x, y y z .

IZW momento de inercia de masa de un eje del vehículo respecto al eje z del sistema de referencia.” (Olmos, 2015)

Características mecánicas del tren convencional AVE S-103 (ICE-3)

(Olmos, 2015) recogió los valores de los parámetros geométricos y de las constantes de rigidez, de amortiguamiento y de masa que caracterizan mecánicamente el vehículo AVE S-103 (ICE3) en las siguientes tablas (de Tabla 5-1 a Tabla 5-3). Estos datos también se pueden encontrar en los documentos de (Antolín, 2013), (Nguyen, 2013) y (Doménech, 2014).

Tabla 5-1 Parámetros geométricos del vehículo AVE S-103

Distancias long. (m)		Alturas (m)		Anchuras (m)	
2 d 1	2.50	h 1	0.04	b 1	1.00
2 d 2	17.375	h 2	0.35	b 2	1.23
ls	3.75	h 3	0.55	b 3	1.50

Tabla 5-2 Constantes de rigidez y amortiguamiento del vehículo AVE S-103

Rigidez (MN/m)			Amortig. (KN·s/m)		
Suspensión primaria					
k X1	k Y1	k Z1	c X1	c Y1	c Z1
12.5	120	1.2	9	27.9	10
Suspensión secundaria					
k X2	k Y2	k Z2	c X2	c Y2	c Z2



0.24	0.24	0.35	30	30	20
Sistemas anti-lazo y barra anti-giro					
k X2.1	k X2.2	k RX2 (MN·m/rad)	c X2.1	c X2.2	c RX2
0	12	1.5	400	0	0

Tabla 5-3 Masa de los cuerpos rígidos del vehículo AVE S-103

Masa (T)	Momentos de inercia (T· m ²)		
Coche			
m C	I XC	I YC	I ZC
53.5	70	2621.5	2621.5
bogie			
m T	I XT	I YT	I ZT
3.5	1.715	3.15	5.6
eje			
m W	I XC	-	I ZC
1.8	1.0	-	1.0
masa auxiliar sist anti-lazo m X =20 Kg			

Modos de vibración y frecuencias

Las frecuencias naturales y los modos de vibración del vehículo de este tren se presentan en la Tabla 5-4.

Tabla 5-4 Modos y frecuencias de vibración del vehículo AVE S-103

Modos	Frecuencias (Hz)
<i>Coche (o caja)</i>	
1 Balanceo alto y lateral	0.613
2 Vertical	0.760
3 Giro de eje z	0.845
4 Cabeceo (giro eje y)	0.944
5 Balanceo bajo (giro eje x)	1.198
<i>Bogies</i>	
6 Vertical - fuera de fase	6.316
7 Vertical - en fase	6.320



8	Cabeceo - en fase	7.837
9	Cabeceo - fuera de fase	7.837

Tren tipo articulado Thalys S 100 (Alstom)

Descripción

El segundo tren que se va a analizar es el tren articulado tipo AVE S 100 de marca francesa Alstom. Con él están operando las compañías RENFE (operador español), Thalys (operador francés-belga) y el TGV (operador francés). Es uno de los primeros TAV que se utilizan en España.

Para el estudio de su comportamiento frente al sismo, se ha elegido este tren porque es un TAV ligero, de es con vehículos de pasajeros más ligeros que el tren convencional, además es un modelo diferente del tren convencional.

Una composición del tren S 100 está formada por 10 vehículos (dos locomotoras, dos coches de transición con pasajeros y 6 coches de pasajeros). La Figura 5-6 muestra las dimensiones de los tres tipos de vehículos. Es importante destacar que los vehículos tipo 2 y 3 comparten bogie con el vehículo siguiente, que no pasa con las locomotoras de los trenes tipo convencional. En la Figura 5-7 se presenta el modelo multi-body de los vehículos nº 2 a nº 9 del convoy y se puede ver que además de compartir bogie, están unidos con los coches vecinos por amortiguadores dispuestos en las direcciones longitudinal y transversal del tren. Por todo esto, los g.d.l. de estos vehículos (del nº 2 al nº 9) están unidos con los de sus vehículos vecinos.

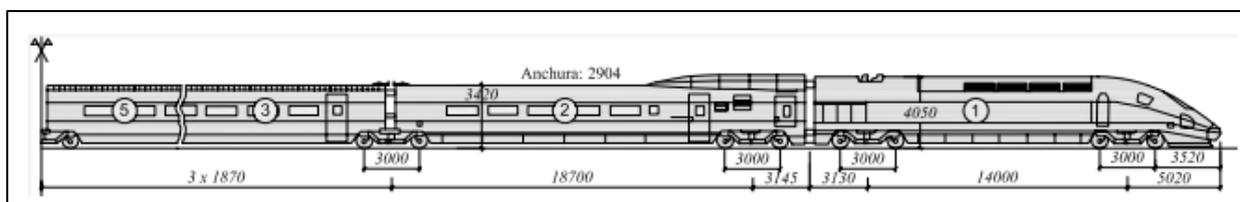


Figura 5-6 Dimensiones (mm) del tren AVE S-100 (o Thalys)

En la parte articulada del tren (vehículos del nº 2 al nº 9 del tren) hay dos tipos de vehículos (Figura 5-6). Los coches de transición, o coches tipo B (*N* y *I* en la Figura 5-7) que se encuentran en los extremos de la parte articulada y coches de pasajeros (coches tipo A que son *n* en la Figura 5-7), que son el resto de esta parte articulada. Esta parte articulada tiene dos tipos de bogies, los bogies extremos son los bogies tipo B y los centrales son los bogies tipo A (Figura 5-7).



Con el modelo presentado, cada locomotora tiene 23 g.d.l., cada vehículo articulado tiene 14 g.d.l. (5 del coche, 5 del bogie y 4 de los dos ejes de ese bogie), hay 9 g.d.l. adicionales correspondientes a los 5 del segundo bogie del último vehículo articulado y 4 de sus dos ejes. En total, los 10 vehículos del tren tienen $23+121+23=167$ g.d.l.

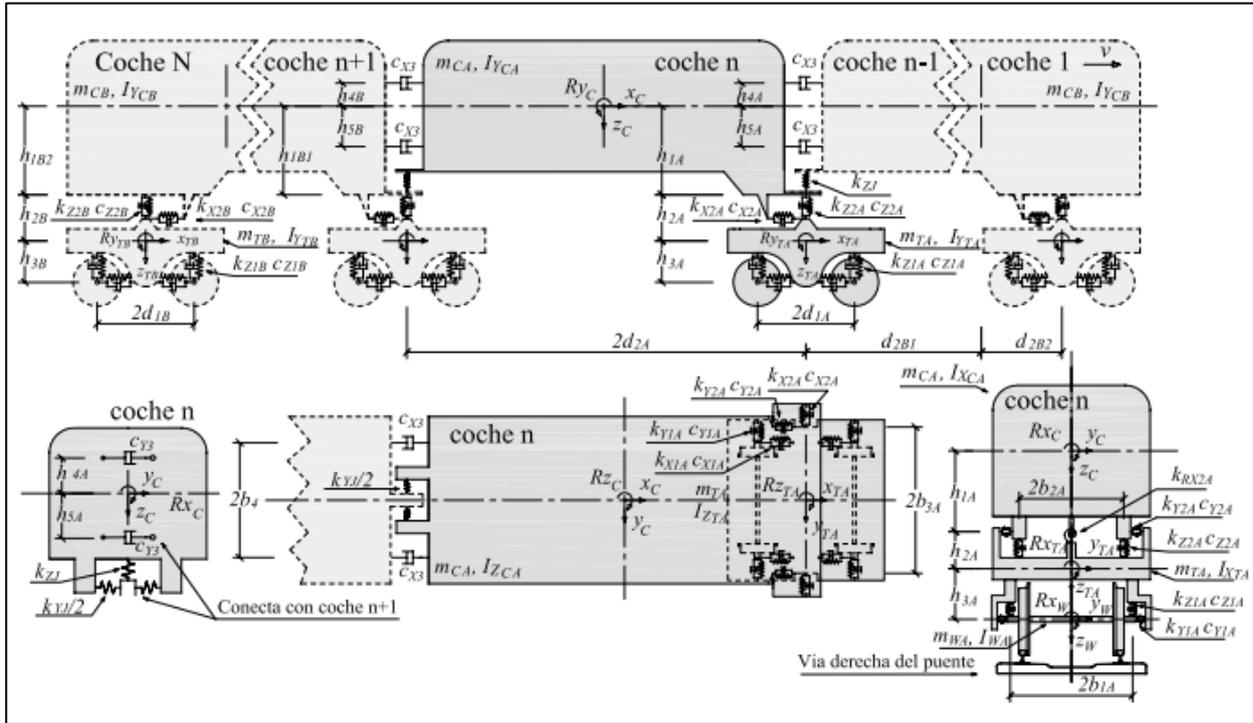


Figura 5-7 Modelo vehículo articulado

“Para la obtención de las expresiones analíticas de las matrices de la Ecuación 5-4 de movimiento de este tren, ha sido necesario plantear las ecuaciones de equilibrio dinámico de Newton-Euler a los cuerpos rígidos del mismo. Ya que la formulación de sistemas multi-body de trenes articulados encontrada en la literatura científica (Xia H. N., 2003b) no incluía los g.d.l. de los ejes. Tampoco consideraban (Xia H. N., 2003b) algunos elementos de lo que vamos a llamar aquí suspensión terciaria. Los elementos de esta suspensión ligan los g.d.l. del coche de un vehículo con los g.d.l. del coche del vehículo vecino.

En la Figura 5-7 se recoge la nomenclatura de los parámetros geométricos y mecánicos de la parte articulada del tren. Esta nomenclatura se utilizará en la formulación de las matrices M_v , C_v , K_v de este tren tipo articulado y tiene el siguiente significado:

$h1B2, h2B, h3B$ son distancias, medidas en dirección vertical, que separan el c.d.g. de un coche de transición y el punto de aplicación de la suspensión secundaria del bogie B en este coche,



este último punto y el c.d.g. del bogie B, y el c.d.g. del bogie B y el c.d.g. de uno de sus ejes respectivamente.

h1B1 es la distancia, medida en dirección vertical, que separa el c.d.g. de un coche de transición y el punto de aplicación de la suspensión secundaria del bogie A en este coche.

h1A, h2A, h3A son distancias, medidas en dirección vertical, que separan el c.d.g. de un coche de pasajeros y el punto de aplicación de la suspensión secundaria su bogie A en este coche, este último punto y el c.d.g. del bogie A, y el c.d.g. del bogie A y el c.d.g. de uno de sus ejes respectivamente.

h4A, h5A son distancias, medidas en dirección vertical, que separan el c.d.g. del coche de un vehículo de pasajeros del punto de aplicación superior e inferior respectivamente de los elementos de la suspensión terciaria. La suspensión terciaria está formada por amortiguadores que ligan los desplazamientos del coche de un vehículo con el coche del vehículo siguiente en un tren articulado.

h4B, h5B son distancias, medidas en dirección vertical, que separan el c.d.g. del coche de un vehículo de transición del punto de aplicación superior e inferior respectivamente de los elementos de la suspensión terciaria.

2d1A, 2d1B son las distancias, medidas en la dirección longitudinal del tren, que separan los c.d.g. de dos ejes de un mismo bogie tipo A o tipo B respectivamente.

d2A es la distancia, medida en la dirección longitudinal del tren, que separa el c.d.g. de un coche de pasajeros del c.d.g. de uno de sus bogies tipo A. Coincide con la mitad de la longitud del coche de pasajeros.

d2B1, d2B2 son las distancias, medidas en la dirección longitudinal del tren, que separan los c.d.g. de un coche de transición y el c.d.g. de su bogie tipo A o tipo B respectivamente.

2b1A, 2b2A son distancias, medidas en la dirección transversal del tren, que separan los puntos donde actúa la suspensión primaria en un eje y los puntos donde actúa la suspensión secundaria en un coche. Se refieren a un bogie tipo A.

2b1B, 2b2B idem respecto a un bogie tipo B.



$2b_4$ es la distancia, medida en la dirección transversal del tren, que separa los puntos de aplicación de los elementos longitudinales de la suspensión terciaria (amortiguadores que ligan los desplazamientos del coche de un vehículo con el coche del vehículo siguiente en un tren articulado).

ls_B es la distancia, medida en la dirección longitudinal del tren que separa el c.d.g. de un bogie B y el final de un vehículo de transición.

$k_{X1A}, k_{Y1A}, k_{Z1A}$ son constantes de rigidez de los muelles de la suspensión primaria de un bogie tipo A dispuestos en las direcciones x , y y z .

$k_{X1B}, k_{Y1B}, k_{Z1B}$ son constantes de rigidez de los muelles de la suspensión primaria de un bogie tipo B.

$k_{X2A}, k_{Y2A}, k_{Z2A}$ son constantes de rigidez de los muelles de la suspensión secundaria de un bogie tipo A dispuestos en las direcciones x , y y z respectivamente.

$k_{X2B}, k_{Y2B}, k_{Z2B}$ idem de un bogie tipo B.

k_{RX2A}, k_{RX2B} son la constante de rigidez de la barra anti-giro de la suspensión secundaria de un bogie tipo A y tipo B respectivamente.

m_{CB}, m_{TB} masa de un coche de transición y de un bogie tipo B respectivamente en un tren articulado.

m_{CAc}, m_{TA} masa de un coche de pasajeros y un bogie tipo A respectivamente en un tren articulado.

$I_{XCA}, I_{YCA}, I_{ZCA}$ momentos de inercia de masa de un coche de un vehículo de pasajeros del tren articulado respecto a los ejes x , y y z .

$I_{XTA}, I_{YTA}, I_{ZTA}$ momentos de inercia de masa de un bogie tipo A respecto a los ejes x , y y z .

$I_{XCB}, I_{YCB}, I_{ZCB}$ momentos de inercia de masa de un coche de un vehículo de transición del tren articulado respecto a los ejes x , y y z .

$I_{XTB}, I_{YTB}, I_{ZTB}$ momentos de inercia de masa de un bogie tipo B respecto a los ejes x , y y z .



mW, IZW masa y momento de inercia de masa de un eje del vehículo del tren articulado respecto al eje z del sistema de referencia.” (Olmos, 2015)

Vector desplazamiento

“El vector desplazamiento se puede expresar como composición de tres subvectores (Ecuación 5-26). Los vectores desplazamiento \mathbf{u}_{Loc1} y \mathbf{u}_{Loc2} correspondientes a los g.d.l. de las locomotoras del tren, que son el primer y último vehículo del tren, y el vector \mathbf{u}_{Art} correspondiente a los g.d.l. de los vehículos articulados (vehículos del nº 2 a nº 9 del convoy).

$$\mathbf{u}_v = [\mathbf{u}_{Loc1} \quad \mathbf{u}_{Art} \quad \mathbf{u}_{Loc2}]^T \quad 5-26$$

Los vectores desplazamiento de las locomotoras del tren tiene los siguientes elementos:

$$\mathbf{u}_{Locj} = [\mathbf{u}_C \quad \mathbf{u}_{T1} \quad \mathbf{u}_{T2} \quad \mathbf{u}_{W1} \quad \mathbf{u}_{W2} \quad \mathbf{u}_{W3} \quad \mathbf{u}_{W4}]_j^T \quad 5-27$$

donde los vectores $\mathbf{u}_C, \mathbf{u}_{Tj}$ y \mathbf{u}_{Wl} se han definido en el subcapítulo *Grados de libertad de los cuerpos rígidos del vehículo*.

El vector desplazamiento de la parte articulada del tren \mathbf{u}_{Art} se define como:

$$\mathbf{u}_{Art} = [\mathbf{u}_{T1} \quad \mathbf{u}_{W1.1} \quad \mathbf{u}_{W1.-1} \quad \mathbf{u}_{C1} \quad \mathbf{u}_{T2} \quad \mathbf{u}_{W2.1} \quad \mathbf{u}_{W2.-1} \quad \mathbf{u}_{C2} \quad \dots \\ \dots \quad \mathbf{u}_{Tn} \quad \mathbf{u}_{Wn.1} \quad \mathbf{u}_{Wn.-1} \quad \mathbf{u}_{Cn} \quad \dots \quad \mathbf{u}_{TN} \quad \mathbf{u}_{WN.1} \quad \mathbf{u}_{WN.-1} \quad \mathbf{u}_{CN} \\ \mathbf{u}_{TN+1} \quad \mathbf{u}_{WN+1.1} \quad \mathbf{u}_{WN+1.-1}] \quad 5-28$$

En este vector \mathbf{u}_{Cn} y \mathbf{u}_{Tn} corresponden a los vectores desplazamiento del coche y del primer bogie del vehículo n del convoy articulado, que lo forman los vehículos del nº 2 a nº 9 del tren. De la misma forma $\mathbf{u}_{Wn.1}$ y $\mathbf{u}_{Wn.-1}$ son los vectores desplazamiento los g.d.l. de los ejes delantero y trasero respectivamente del primer bogie del vehículo A (n).

Cuando $A=B$ ($n = N$), los vectores corresponden al último vehículo de la parte articulada del tren, es decir, al vehículo nº9 del tren. Por último, los vectores $\mathbf{u}_{TN+1}, \mathbf{u}_{WN+1.1}$ y $\mathbf{u}_{WN+1.-1}$ son los vectores desplazamiento de los g.d.l. del segundo bogie y de los dos ejes de este en el vehículo B (N) de la parte articulada del tren, el citado vehículo nº 9 del tren. Los desplazamientos de cada vector tipo $\mathbf{u}_{Cn}, \mathbf{u}_{Tn}$ y $\mathbf{u}_{Wn,j}$ se han definido en el subcapítulo *Grados de libertad de los cuerpos rígidos del vehículo*.” (Olmos, 2015)



Matrices de rigidez

“La matriz de rigidez de este tren articulado tiene la estructura recogida en la Ecuación 5-29. Donde \mathbf{k}_{Loc} es la matriz de rigidez de la locomotora del tren (vehículos nº 1 y nº 10), y \mathbf{k}_{Art} es la matriz de rigidez de la parte articulada del tren (vehículos del nº 2 al nº 9).

$$\mathbf{K}_v = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{Loc} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{k}_{Art} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{Loc} \end{bmatrix} \quad 5-29$$

$$\mathbf{k}_{Loc} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{TC} & \mathbf{k}_{WT}^T \\ \mathbf{k}_{WT} & \mathbf{k}_W \end{bmatrix} \quad 5-30$$

Las submatrices de la matriz de rigidez de la locomotora \mathbf{k}_{Loc} (Ecuación 5-30) se definieron en el subcapítulo *Matrices de rigidez*.

$$\mathbf{k}_{Art} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{1,1} & \mathbf{k}_{1,2} & \dots & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{k}_{2,1} & \mathbf{k}_{2,2} & \dots & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{k}_{n-1,n-1} & \mathbf{k}_{n-1,n} & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{k}_{n,n-1} & \mathbf{k}_{n,n} & \mathbf{k}_{n,n+1} & \dots & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{n+1,n} & \mathbf{k}_{n+1,n+1} & \dots & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{k}_{N,N} & \mathbf{k}_{N,N+1} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{k}_{N+1,N} & \mathbf{k}_{N+1,N+1} \end{bmatrix} \quad 5-31$$

En la matriz \mathbf{k}_{Art} (Ecuación 5-31), la submatriz kn, n es una matriz de 14 x 14 elementos:

$$\mathbf{k}_{n,n} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{TT,C} + \mathbf{k}_{TT,W2} & & & \text{sim.} \\ \mathbf{k}_{WT,1} & \mathbf{k}_{WW} & & \\ \mathbf{k}_{WT,-1} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{WW} & \\ \mathbf{k}_{CT1} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{CC} \end{bmatrix} \quad 5-32$$

De esta matriz kn, n (Ecuación 5-32), las submatrices $\mathbf{k}_{TT,C}, \mathbf{k}_{TT,W2}, \{\mathbf{k}_{WT,j}\}_{j=1,-1}, \mathbf{k}_{WW}$ se definieron en el subcapítulo *Matrices de rigidez* (de la Ecuación 5-17 a la Ecuación 5-20). La submatriz \mathbf{k}_{CT1} es la matriz transpuesta de la matriz \mathbf{k}_{TC1} , que se definió en la Ecuación 5-13. La submatriz \mathbf{k}_{CC} se define ahora de la siguiente forma:



$$\mathbf{k}_{CC} = \mathbf{k}_{CC,1} + \mathbf{k}_{CC,T} + \mathbf{k}_{CC,-1}$$

5-33

donde

$$\mathbf{k}_{CC,j} = \begin{bmatrix} k_{Yj} + 2k_3 & & & & & \text{sim.} \\ 0 & k_{Zj} & & & & \\ k_{Y3}h_4 + & & k_{Yj}h_1^2 + & & & \\ -k_{Yj}h_1 + & 0 & +k_{Y3}h_4^2 + & & & \\ -k_{Y3}h_5 & & +k_{Y3}h_5^2 & & & \\ 0 & -k_{Zj}jd_2 & 0 & 2k_{X3}h_4^2 + & & \\ & & & +2k_{X3}h_5^2 + & & \\ & & & +k_{Zj}d_2^2 & & \\ k_{Yj}jd_2 + & & -k_{Yj}jd_2h_1 + & & & \\ +2k_{Y3}jd_2 & 0 & +k_{Y3}jd_2h_4 + & 0 & (2k_{Y3} + k_{Yj})d_2^2 + & \\ & & -k_{Y3}jd_2h_5 & & +4k_{X3}b_4^2 & \end{bmatrix} \quad 5-34$$

$$\mathbf{k}_{CC,T} = \begin{bmatrix} 2k_{Y2} & & & & & \text{sim.} \\ 0 & 2k_{Z2} & & & & \\ 2k_{Y2}h_1 & 0 & 2k_{Y2}h_1^2 + & & & \\ & & +2k_{Z2}b_2^2 + & & & \\ & & +k_{RX2} & & & \\ 0 & -2k_{Z2}d_2 & 0 & 2k_{X2}h_1^2 + & & \\ & & & +2k_{Z2}d_2^2 & & \\ 2k_{Y2}d_2 & 0 & 2k_{Y2}d_2h_1 & 0 & 2k_{X2}b_3^2 + & \\ & & & & +2k_{Y2}d_2^2 & \end{bmatrix} \quad 5-35$$

Cuando se cumple que $1 < A < 8$ es mayor que 1 y menor que 8 ($1 < n < 8$), la matriz kn , n corresponde a un vehículo de pasajeros formado por su coche y el bogie tipo B (con sus ejes correspondientes) que comparte con el vehículo anterior. En este caso los parámetros geométricos y las constantes de rigidez de las suspensiones primaria y secundaria que aparecen en estas matrices, estos son $h_i, b_i, d_i, k_{X1}, k_{Y1}, k_{Z1}, k_{X2}, k_{Y2}, k_{Z2}$, y k_{RX2} , adoptan los valores $h_{iA}, b_{iA}, d_{iA}, k_{X1A}, k_{Y1A}, k_{Z1A}, k_{X2A}, k_{Y2A}, k_{Z2A}, k_{RX2A}$ (ver Figura 5-7).

Cuando $A=1$ (n es 1), la matriz kn, n es ahora kl, l y corresponde al coche y al bogie tipo B (con sus ejes correspondientes) del primer vehículo de la parte articulada del tren, es decir, del vehículo n° 2 del tren. Este vehículo es un coche de transición con pasajeros. Este matiz kl, l se obtiene particularizando la matriz kn, n (Ecuación 5-32) de la siguiente forma:



Los parámetros geométricos y las constantes de rigidez citadas antes, adoptan ahora los valores $h_{iB}, b_{iB}, d_{iB}, k_{X1B}, k_{Y1B}, k_{Z1B}, k_{X2B}, k_{Y2B}, k_{Z2B}, y k_{RX2B}$, excepto las distancias $h1$ y $d2$ cuyos valores son los siguientes (ver Figura 5-7):

- En las submatrices $\mathbf{k}_{CC,T}, \mathbf{k}_{CT1}, d_2 = d_{2B2}, y h_1 = h_{1B2}$
- En la submatriz $\mathbf{k}_{CC,-1}, d_2 = d_{2B1}, y h_1 = h_{1B1}$

La submatriz $\mathbf{k}_{CC,1}$ es una matriz de ceros, puesto que el coche de este vehículo de transición no tiene conexión, mediante suspensión terciaria con el coche de la locomotora.

Cuando $A=B$ (n es igual a N), la matriz kN , N correspondiente al coche y al primer bogie (el de tipo B, con sus ejes correspondientes) del último vehículo de la parte articulada del tren, es decir, del vehículo nº 9 del tren. Este vehículo es también un coche de transición con pasajeros. El matiz kN , N se construye como la matriz kn , n (Ecuación 5-32) pero con las siguientes particularidades:

Los parámetros geométricos y las constantes de rigidez citadas, adoptan los valores $h_{iA}, b_{iA}, d_{iA}, k_{X1A}, k_{Y1A}, k_{Z1A}, k_{X2A}, k_{Y2A}, k_{Z2A}, y k_{RX2A}$, excepto las distancias $h1, h4, h5$ y $d2$ cuyos valores son los siguientes (ver Figura 5-7):

En las submatrices $\mathbf{k}_{CT,1}, \mathbf{k}_{CC,1}$, y $\mathbf{k}_{CC,T}$, $d_2 = d_{2B1}, h_1 = h_{1B1}, h_4 = h_{4B}, y h_5 = h_{5B}$. Además, a la submatriz \mathbf{k}_{CC} hay que sumarle una nueva matriz $\mathbf{k}_{CC,T2}$ a además de las contempladas en la Ecuación 5-33. De esta forma el coche queda vinculado al segundo bogie (bogie tipo B) de este vehículo de transición N. Esta nueva matriz $\mathbf{k}_{CC,T2}$ se obtiene al sustituir en $\mathbf{k}_{CC,T}$ (Ecuación 5-35) los siguientes valores: $d_2 = -d_{2B2}, h_1 = h_{1B2}, h_4 = h_{4B}, y h_5 = h_{5B}$.

La submatriz $\mathbf{k}_{CC,-1}$ en este caso, es una matriz de ceros. Puesto que el coche de este vehículo de transición no tiene conexión, mediante suspensión terciaria, con el coche de la locomotora.

En la matriz \mathbf{k}_{Art} , la submatriz $kn+1$, n es una matriz de 14 x 14 elementos (Ecuación 5-36):

$$\mathbf{k}_{n+1,n} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{Cn+1,Cn} \end{bmatrix}$$

5-36



donde

$$\mathbf{k}_{C_{n+1}, C_n} = \begin{bmatrix} -k_{YJ} - 2k_{Y3} & 0 & k_{YJ}h_{1D} + & 0 & k_{YJ}d_{2D} + \\ & & -k_{Y3}h_{4D} + & & +2k_{Y3}d_{2D} \\ & & +k_{Y3}h_{5D} & & \\ 0 & -k_{ZJ} & 0 & -k_{ZJ}d_{2D} & 0 \\ k_{YJ}h_{1E} + & & -k_{YJ}h_{1D}h_{1E} + & & -k_{YJ}h_{1E}d_{2D} + \\ -k_{Y3}h_{4E} + & 0 & -k_{Y3}h_{4D}h_{4E} + & 0 & +k_{Y3}h_{4E}d_{2D} + \\ +k_{Y3}h_{5E} & & -k_{Y3}h_{5D}h_{5E} & & -k_{Y3}h_{5E}d_{2D} \\ & & & k_{YJ}d_{2D}d_{2E} + & \\ 0 & k_{ZJ}d_{2E} & 0 & -2k_{X3}h_{4D}h_{4E} + & 0 \\ & & & -2k_{X3}h_{5D}h_{5E} & \\ -k_{YJ}d_{2E} + & & k_{YJ}d_{2E}h_{1D} + & & k_{YJ}d_{2D}d_{2E} + \\ -2k_{Y3}d_{2E} + & 0 & -k_{Y3}d_{2E}h_{4D} + & 0 & -4k_{X3}b_4^2 + \\ & & k_{Y3}d_{2E}h_{5D} & & 2k_{Y3}d_{2D}d_{2E} \end{bmatrix} \quad 5-37$$

En esta última submatriz $\mathbf{k}_{C_{n+1}, C_n}$ (Ecuación 5-37), los subíndices D y E tienen el siguiente significado:

Cuando $2 \leq A < 7$, n es mayor o igual a 2 y menor que N-1 ($2 \leq n < 7$), los subíndices D y E se sustituyen por A.

Cuando A=1 (n es 1), en la matriz \mathbf{k}_{C_2, C_1} el subíndice D se sustituye por B1 en los parámetros d2D y en h1D, y por B en h4D y h5D. Y el subíndice E se sustituye por A.

Cuanto n es N-1 (N-1=7), en la matriz $\mathbf{k}_{C_N, C_{N-1}}$ el subíndice E se sustituye por B1 en los parámetros d2E y en h1E, y por B en h4E y h5E. Y el subíndice D se sustituye por A.

Por otro lado, en la matriz $\mathbf{k}_{A_{rt}}$ las submatrices del tipo $kn, n+1$ (Ecuación 5-38) se obtienen transponiendo las submatrices $kn+1, n$ obtenidas de la Ecuación 5-36.

$$\mathbf{k}_{n, n+1} = \mathbf{k}_{n+1, n}^T \quad 5-38$$

Para completar la formulación de la matriz de rigidez de la parte articulada del tren $\mathbf{k}_{A_{rt}}$ queda definir las submatrices $\mathbf{k}_{N+1, N+1}, \mathbf{k}_{N+1, N}$ y $\mathbf{k}_{N, N+1}$. La matriz $\mathbf{k}_{N+1, N+1}$ corresponde a la rigidez del



segundo bogie (tipo B, con sus dos ejes correspondientes) del coche de transición N, este es el coche nº 9 del tren. Es una matriz de 9 x 9 elementos:

$$\mathbf{k}_{N+1,N+1} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{TT,C} + \mathbf{k}_{TT,W2} & \text{sim.} \\ \mathbf{k}_{WT,1} & \mathbf{k}_{WW} \\ \mathbf{k}_{WT,-1} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{WW} \end{bmatrix} \quad 5-39$$

De esta matriz $\mathbf{k}_{N+1,N+1}$ (Ecuación 5-39), las submatrices $\mathbf{k}_{TT,C}, \mathbf{k}_{TT,W2}, \{\mathbf{k}_{WT,j}\}_{j=1,-1}$ y \mathbf{k}_{WW} se definieron en el subcapítulo *Matrices de rigidez* (de la Ecuación 5-17 a la Ecuación 5-20). En esta ocasión, al tratarse de un bogie tipo B, los parámetros geométricos y las constantes de rigidez $h_i, b_i, d_i, k_{X1}, k_{Y1}, k_{Z1}, k_{X2}, k_{Y2}, k_{Z2}$, y k_{RX2} , que aparecen en los elementos de las citadas submatrices de $\mathbf{k}_{N+1,N+1}$, toman los valores $h_{iB}, b_{iB}, d_{iB}, k_{X1B}, k_{Y1B}, k_{Z1B}, k_{X2B}, k_{Y2B}, k_{Z2B}$ y k_{RX2B} . La submatriz $\mathbf{k}_{N+1,N}$ de la matriz \mathbf{k}_{Art} es una matriz de 9 x 14 elementos y se define en la Ecuación 5-40:

$$\mathbf{k}_{N+1,N} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{CT,-1} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad 5-40$$

donde la submatriz $\mathbf{k}_{CT,-1}$ se puede obtener como la matriz traspuesta de $\mathbf{k}_{TC,-1}$ (Ecuación 5-16) y sustituyendo los parámetros $h_1, b_2, d_2, k_{X2}, k_{Y2}, k_{Z2}$, y k_{RX2} por $h_{1B2}, h_{2B}, b_{2B}, d_{2B2}, k_{Z2B}$, y k_{RX2B}, k_{Z2B} , y k_{RX2B} . Por último, $\mathbf{k}_{N,N+1}$ es igual a la matriz traspuesta de $\mathbf{k}_{N+1,N}$.” (Olmos, 2015)

Matriz de amortiguamiento

“La expresión analítica de la matriz de amortiguamiento \mathbf{C}_v de un modelo multi-body de un tren articulado se obtiene al sustituir la letra k por la letra c en los elementos de la matriz de rigidez \mathbf{C}_v descrita de este modelo.” (Olmos, 2015)

Matriz de masa

De la misma forma que la matriz de rigidez (Ecuación 5-29), la matriz de masa está compuesta por las submatrices de masa de las locomotoras \mathbf{m}_{Loc} y la submatriz de la parte articulada del tren \mathbf{m}_{Art} , es decir, la que corresponde a los vehículos de transición y los de pasajeros.



$$\mathbf{M}_v = \begin{bmatrix} \mathbf{m}_{Loc} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{m}_{Art} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{m}_{Loc} \end{bmatrix} \quad 5-41$$

La matriz de masa de cada locomotora del convoy \mathbf{m}_{Loc} es una matriz diagonal, y se puede expresar como la siguiente matriz diagonal por bloques:

$$\mathbf{m}_{Loc} = \text{diag}[\mathbf{m}_C, \mathbf{m}_T, \mathbf{m}_T, \mathbf{m}_W, \mathbf{m}_W, \mathbf{m}_W, \mathbf{m}_W]_{Loc} \quad 5-42$$

La matriz de masa de cada locomotora del convoy \mathbf{m}_{Loc} es una matriz diagonal, y se puede expresar como la siguiente matriz diagonal por bloques:

$$\begin{aligned} \mathbf{m}_C &= \text{diag}[m_C, m_C, I_{XC}, I_{YC}, I_{ZC}]_{Loc} \\ \mathbf{m}_T &= \text{diag}[m_T, m_T, I_{XT}, I_{YT}, I_{ZT}]_{Loc} \\ \mathbf{m}_W &= \text{diag}[m_W, I_{ZW}]_{Loc} \end{aligned} \quad 5-43$$

Las constantes de masa que aparecen en la matriz de masa de la locomotora tienen el mismo significado que las constantes de la matriz de masa de un vehículo convencional descrita en el subcapítulo *Matrices de rigidez*.

La matriz de masa de la parte articulada del tren \mathbf{m}_{Art} también es una matriz diagonal que se puede expresar como la siguiente serie de submatrices,

$$\begin{aligned} \mathbf{m}_{Art} = \text{diag}[\mathbf{m}_{TB1}, \mathbf{m}_{WB1}, \mathbf{m}_{WB1}, \mathbf{m}_{CB1}, \mathbf{m}_{TA2}, \mathbf{m}_{WA2}, \mathbf{m}_{WA2}, \mathbf{m}_{CA2}, \dots \\ \dots, \mathbf{m}_{TAn}, \mathbf{m}_{WAN}, \mathbf{m}_{WAN}, \mathbf{m}_{CAN}, \dots, \mathbf{m}_{TAN}, \mathbf{m}_{WAN}, \mathbf{m}_{WAN}, \mathbf{m}_{CBN} \\ \mathbf{m}_{TBN+1}, \mathbf{m}_{WBN+1}, \mathbf{m}_{WBN+1}] \end{aligned} \quad 5-44$$

donde las submatrices son las siguientes matrices diagonales:

$$\begin{aligned} \mathbf{m}_{CAj} &= \text{diag}[m_{CA}, m_{CA}, I_{XCA}, I_{YCA}, I_{ZCA}] \\ \mathbf{m}_{TAj} &= \text{diag}[m_{TA}, m_{TA}, I_{XTA}, I_{YTA}, I_{ZTA}] \\ \mathbf{m}_{WAj} &= \text{diag}[m_{WA}, I_{ZWA}] \\ \mathbf{m}_{CBj} &= \text{diag}[m_{CB}, m_{CB}, I_{XCB}, I_{YCB}, I_{ZCB}] \\ \mathbf{m}_{TBj} &= \text{diag}[m_{TB}, m_{TB}, I_{XTB}, I_{YTB}, I_{ZTB}] \\ \mathbf{m}_{WBj} &= \text{diag}[m_{WB}, I_{ZWB}] \end{aligned} \quad 5-45$$



Características mecánicas del tren articulado AVE S-100 (Alstom)

(Olmos, 2015) indico:

Tabla 5-5 Parámetros geométricos de la locomotora del AVE S-100

Distancias long. (m)		Alturas (m)		Anchuras (m)	
2 d 1	3.00	h 1	0.66	b 1	1.00
2 d 2	14.00	h 2	0.50	b 2	1.25
l s	3.13	h 3	0.10	b 3	1.25

Tabla 5-6 Parámetros geométricos del vehículo de transición del AVE S-100

Distancias long. (m)		Alturas (m)		Anchuras (m)	
2 d 1B	3.00	h 1B1	0.475	b 1B	1.00
d 2B1	10.92	h 1B2	0.487	b 2B	1.25
d 2B2	7.78	h 2B	0.50	b 3B	1.25
l s B	3.14	h 3B	0.10	b 4	1.35
		h 4B	0.488		
		h 5B	0.312		

Tabla 5-7 Parámetros geométricos del vehículo de pasajeros (coche A, bogie A) del AVE S-100

Distancias long. (m)		Alturas (m)		Anchuras (m)	
2 d 1A	3.00	h 1A	0.563	b 1A	1.00
2 d 2A	10.92	h 2A	0.50	b 2A	1.25
l s A	0.00	h 3A	0.10	b 3A	1.25
		h 4A	0.40		
		h 5A	0.40		

Tabla 5-8 Constantes de rigidez y amortiguación de la locomotora del AVE S-100

Rigidez (MN/m)			Amortig. (KN·s/m)		
Suspensión primaria					
k X1	k Y1	k Z1	c X1	c Y1	c Z1
40.0	9.0	1.225	22	10	10



Suspensión secundaria					
k X2	k Y2	k Z2	c X2	c Y2	c Z2
0.302	0.302	1.268	4230.0	30	20
barra anti-giro					
k RX2 (MN·m/rad)			c RX2 (kN·m·s/rad)		
0.0			0.0		

Tabla 5-9 Constantes de rigidez y amortiguación del vehículo de transición (coche B -bogie B) del AVE S-100

Rigidez (MN/m)			Amortig. (KN·s/m)		
Suspensión primaria (Eje-Bogie B)					
k X1B	k Y1B	k Z1B	c X1B	c Y1B	c Z1B
40.0	9.0	1.225	21	10	10
Suspensión secundaria (Bogie B-Coche B)					
k X2B	k Y2B	k Z2B	c X2B	c Y2B	c Z2B
0.10	0.15	0.37	4230.0	30	20
barra anti-giro (Bogie B-Coche B)					
k RX2B (MN·m/rad)			c RX2B (kN·m·s/rad)		
3.80			0.0		

Tabla 5-10 Constantes de rigidez y amortiguación del vehículo de pasajeros (coche A -bogie A) del AVE S-100

Rigidez (MN/m)			Amortig. (KN·s/m)		
Suspensión primaria (Eje-Bogie A)					
k X1A	k Y1A	k Z1A	c X1A	c Y1A	c Z1A
40.0	9.0	1.225	21	10	10
Suspensión secundaria (Bogie A-Coche A)					
k X2A	k Y2A	k Z2A	c X2A	c Y2A	c Z2A
0.10	0.15	0.37	4230.0	30	20
Susp. terciaria (Coche A- Coche A o B)					
k X3	k Y3		c X3	c Y3	
0.00	0.00		57.80	72.50	
Junta de tracción (Coche A- Coche A o B)					
k YJ	k ZJ		c YJ	c ZJ	



0.30	0.60	0.00	0.00
barra anti-giro (Bogie A-Coche A)			
k RX2A (MN·m/rad)		c RX2A	
3.80		0.00	

Tabla 5-11 Masa de los cuerpos rígidos de la locomotora del AVE S-100

Masa (T)	Momentos de inercia (T· m ²)		
Coche			
m C	I XC	I YC	I ZC
54.916	59.40	1131.9	1112.0
bogie			
m T	I XT	I YT	I ZT
2.446	1.645	2.593	3.068
eje			
m W	I XW	I ZW	
2.048	1.03	1.03	

Tabla 5-12 Masa de los cuerpos rígidos del vehículo de transición del AVE S-100

Masa (T)	Momentos de inercia (T· m ²)		
Coche B			
m CB	I XCB	I YCB	I ZCB
42.758	55.57	1643.62	1697.07
Bogie B			
m TB	I XTB	I YTB	I ZTB
3.076	2.07	3.26	3.86
Eje B			
m WB	I XWB	I ZWB	
2.104	1.03	1.03	

Tabla 5-13 Masa de los cuerpos rígidos del vehículo de pasajeros del AVE S-100

Masa (T)	Momentos de inercia (T· m ²)
Coche A	



m CA	I XCA	I YCA	I ZCA
25.673	33.36	955.29	955.29
Bogie A			
m TA	I XTA	I YTA	I ZTA
3.018	2.03	3.20	3.79
Eje A			
m WA	I XWA	I ZWA	
2.104	1.03	1.03	

Modos de vibración y frecuencias

Las frecuencias naturales y modos de vibración del tren se muestran en la Tabla 5-14 y Tabla 5-15.

(Olmos, 2015) indico:

Tabla 5-14 Modos y frecuencias de vibración de la locomotora del AVE S-100

Modos		Frecuencias (Hz)
<i>Coche (o caja)</i>		
1	Lateral	0.643
2	Giro de eje z	1.156
3	Vertical	1.235
4	Balanceo (giro eje x)	1.548
5	Cabeceo (giro eje y)	1.893
<i>Bogies</i>		
6	Vertical - fuera de fase	8.822
7	Vertical - en fase	8.888
8	Cabeceo - en fase	11.172
9	Cabeceo - fuera de fase	11.172

Tabla 5-15 Modos y frecuencias de vibración de la parte articulada del AVE S-100

Modos		Frecuencias (Hz)
<i>Coches (o cajas)</i>		
1	1ª Lateral de CT y CP	0.388
2	2ª Lateral de CT y CP	0.450
3	3ª Lateral de CT y CP	0.617



4	1ª Vertical de CT y CP	0.623
5	Lateral de CT	0.669
6	2ª Vertical de CT y CP	0.710
7	3ª Vertical de CT y CP	0.951
8	Vertical de CT	1.035
9	Balaneo y lateral de CP	1.051
10	Balaneo de CT	1.120
11	1ª Balaneo de CT y CP	1.376
12	2ª Balaneo de CT y CP	1.537
13	3ª Balaneo de CT y CP	1.645
14	Vertical de CP	1.860
<i>Bogies</i>		
15	Vertical bogie A, CT y CP	2.315
16	Vertical bogie B	5.743
17	Vertical bogie A	6.826
18	Cabeceo bogie A	8.751
19	Cabeceo bogie B	9.924
20	Balaneo bogie A	10.023
21	Balaneo bogie B	10.973
22	Lateral bogie B	17.482
23	Lateral bogie A	19.445
CT: Coche de transición. CP: Coche de pasajeros		

Tren tipo regular RENFE S 130 (Talgo)

Descripción

El tercer tren y la innovación en este estudio, es el tren conocido como el tren patito, un tren tipo regular AVE S-130 de la marca española Talgo. Es muy similar al tipo de tren articulado Thalys el AVE S 100, pero con varias diferencias. Este tipo de tren es el más ligero de los tres estudiados y uno de los más utilizados TAV en España.



Figura 5-8 Tren regular AVE S-130

Este tren ha sido elegido para evaluar su comportamiento durante sismos porque es un TAV ligero, el menos estudiado en la literatura científica y uno de los más utilizados a nivel nacional. Es tren diferente de los otros dos tipos estudiados en este estudio, no analizado anteriormente, por lo que será interesante analizarlo y comparar cómo responde a las cargas sísmicas.

El convoy del AVE S-130 tiene 13 vehículos, dos locomotoras, dos coches de transición con pasajeros y 9 coches de pasajeros. Las Figura 5-9, Figura 5-10 y la Figura 5-11 muestran las dimensiones de los tres tipos de vehículos. Las locomotoras son iguales como en el tren articulado, con única diferencia en las distancias entre ejes de ruedas, los vehículos nº 2 y nº 12 o tipo B son de tipo articulado pero con solo un par de ruedas en los bogies y todos los vehículos tipo A desde el nº 3 al nº 11 comparten bogie con el vehículo siguiente y en el eje del bogie hay solo un par de ruedas.

Con el modelo presentado, el tren cuenta con 23 g.d.l. de cada locomotora, 12 de cada vehículo articulado (5 del coche, 5 del bogie y 2 del eje de ese bogie), a los que hay que sumar 7 g.d.l. más correspondientes a los 5 del segundo bogie del último vehículo articulado y 2 de su eje. Con lo cual, en total los 13 vehículos del tren tienen $23+139+23=185$ g.d.l.

En el modelo multi-body, los vehículos nº 2 a nº 12 del convoy además de compartir bogie, están unidos con los coches vecinos por amortiguadores dispuestos en las direcciones longitudinal y transversal del tren.

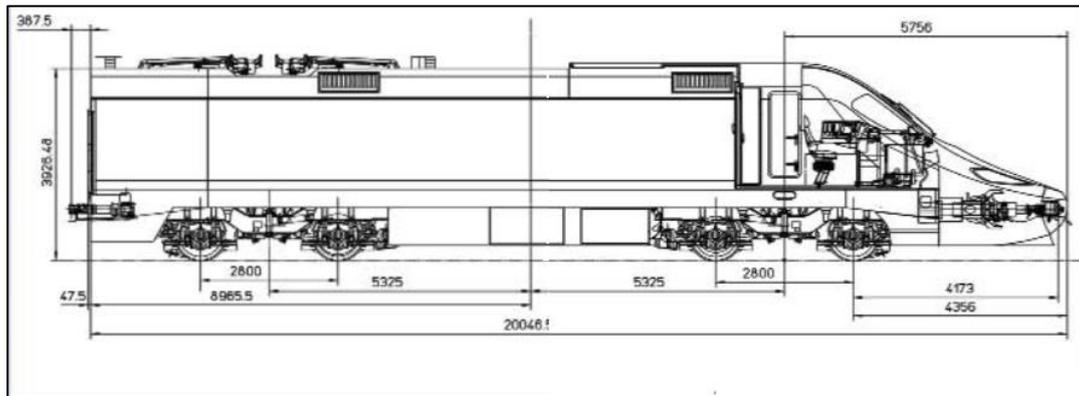


Figura 5-9 Locomotora del tren regular tipo AVE S-130

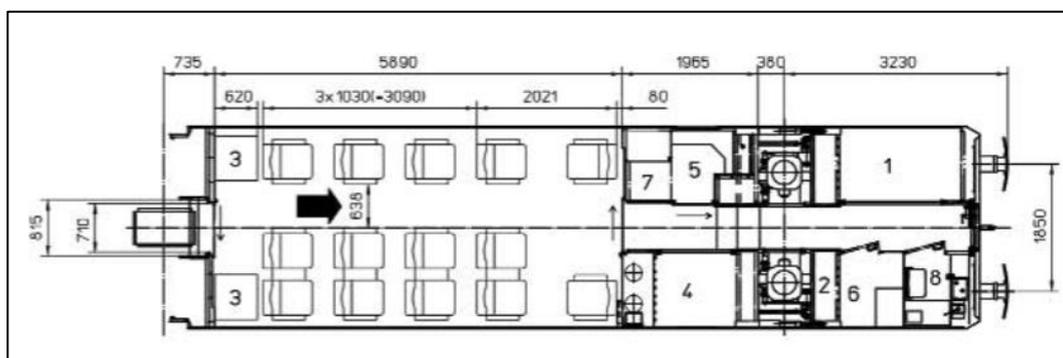


Figura 5-10 Coche de transición con pasajeros tipo B del tren regular tipo AVE S-130

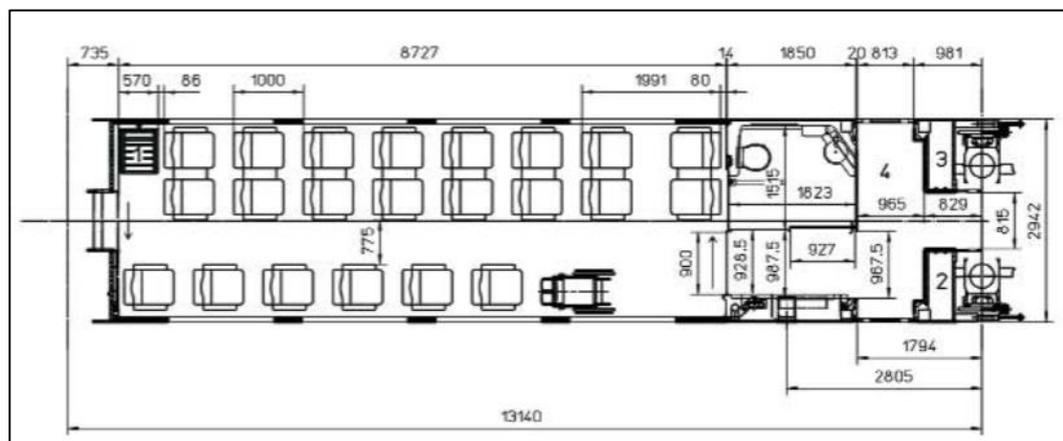


Figura 5-11 Coche de pasajeros tipo A del tren regular tipo AVE S-130

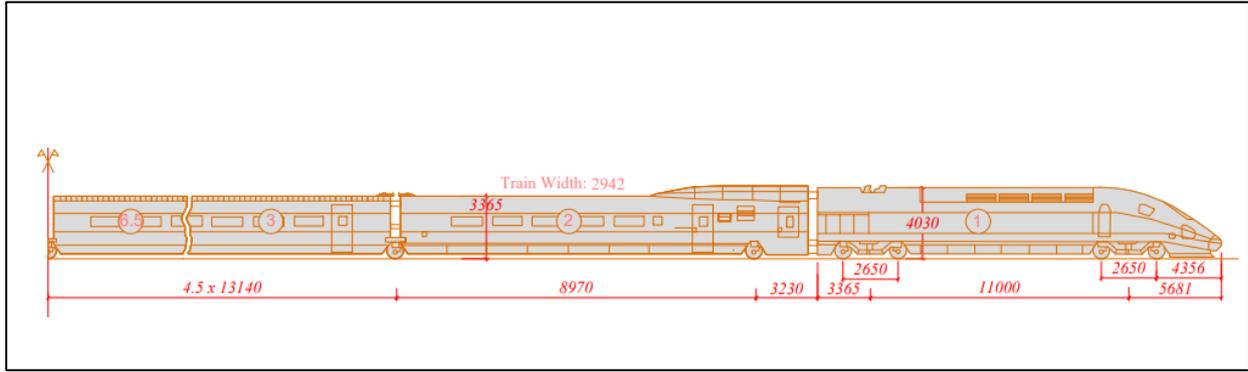


Figura 5-12 Dimensiones (mm) del tren regular AVE S-130

En la parte articulada del tren, como se puede ver en la Figura 5-10 y Figura 5-11 hay dos tipos de vehículos, coches de transición (coches tipo B) situados en los extremos de la parte articulada del tren y coches de pasajeros (coches tipo A) que componen el resto de esta parte articulada del tren. La parte articulada (coches del nº 2 al nº 12 del tren) cuenta con dos tipos de bogies, los bogies tipo B son los bogies extremos (Figura 5-10), y los bogies tipo A son los centrales.

Para la obtención de las expresiones analíticas de las matrices de la Ecuación 5-4 de movimiento de este tren, ha sido necesario plantear las ecuaciones de equilibrio dinámico de Newton-Euler a los cuerpos rígidos del mismo. Ya que la formulación de sistemas multi-body de trenes articulados encontrada en la literatura científica no tiene incluida estos tipos de trenes, se han modificado las fórmulas del tren articulado.

Vector desplazamiento

El vector desplazamiento se puede expresar como sistema de tres subvectores (Ecuación 5-46). Los vectores desplazamiento \mathbf{u}_{Loc1} y \mathbf{u}_{Loc2} correspondientes a los g.d.l. de las locomotoras del tren, que son el primer y último vehículo del tren, y el vector \mathbf{u}_{Art} correspondiente a los g.d.l. de los vehículos articulados (vehículos del nº 2 a nº 12 del convoy).

$$\mathbf{u}_v = [\mathbf{u}_{Loc1} \quad \mathbf{u}_{Art} \quad \mathbf{u}_{Loc2}]^T \quad 5-46$$

Los vectores desplazamiento de las locomotoras del tren:

$$\mathbf{u}_{Locj} = [\mathbf{u}_C \quad \mathbf{u}_{T1} \quad \mathbf{u}_{T2} \quad \mathbf{u}_{W1} \quad \mathbf{u}_{W2} \quad \mathbf{u}_{W3} \quad \mathbf{u}_{W4}]_j^T \quad 5-47$$

donde los vectores $\mathbf{u}_C, \mathbf{u}_{Tj}$ y \mathbf{u}_{Wl} se han definido en el subcapítulo *Grados de libertad de los cuerpos rígidos del vehículo*.



El vector desplazamiento de la parte articulada del tren \mathbf{u}_{Art} está definido como:

$$\mathbf{u}_{Art} = \begin{bmatrix} \mathbf{u}_{T1} & \mathbf{u}_{W1.1} & \mathbf{u}_{C1} & \mathbf{u}_{T2} & \mathbf{u}_{W2.1} & \mathbf{u}_{C2} & \dots \\ \dots & \mathbf{u}_{Tn} & \mathbf{u}_{Wn.1} & \mathbf{u}_{Cn} & \dots & \mathbf{u}_{TN} & \mathbf{u}_{WN.1} & \mathbf{u}_{CN} \\ \mathbf{u}_{TN+1} & \mathbf{u}_{WN+1.1} & & & & & & \end{bmatrix} \quad 5-48$$

En este vector \mathbf{u}_{Cn} y \mathbf{u}_{Tn} corresponden a los vectores desplazamiento del coche y del primer bogie del vehículo n del convoy articulado (vehículos del n° 2 a n° 12 del tren). De la misma forma $\mathbf{u}_{Wn.1}$ y es el vector desplazamiento los g.d.l. del eje del primer bogie del vehículo n° 2.

Cuando $n = N$, los vectores corresponden al último vehículo n° 12 de la parte articulada del tren. Por último, los vectores \mathbf{u}_{TN+1} y $\mathbf{u}_{WN+1.1}$ son los vectores desplazamiento de los g.d.l. del segundo bogie y del eje de este en el vehículo N (n° 12) de la parte articulada del tren. Los desplazamientos de cada vector tipo $\mathbf{u}_{Cn}, \mathbf{u}_{Tn}$ y $\mathbf{u}_{Wn,j}$ se han definido en el subcapítulo *Grados de libertad de los cuerpos rígidos del vehículo*.

Matrices de rigidez

La matriz de rigidez de este tren regular está detallada en la Ecuación 5-49. Donde \mathbf{k}_{Loc} es la matriz de rigidez de la locomotora del tren (vehículos n° 1 y n° 13), y \mathbf{k}_{Art} es la matriz de rigidez de la parte articulada del tren (vehículos del n° 2 al n° 12).

$$\mathbf{K}_v = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{Loc} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{k}_{Art} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{Loc} \end{bmatrix} \quad 5-49$$

$$\mathbf{k}_{Loc} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{TC} & \mathbf{k}_{WT}^T \\ \mathbf{k}_{WT} & \mathbf{k}_W \end{bmatrix} \quad 5-50$$

Las submatrices de la matriz de rigidez de la locomotora \mathbf{k}_{Loc} (Ecuación 5-50) se definieron en el subcapítulo *Matrices de rigidez*.



$$\mathbf{k}_{Art} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{1,1} & \mathbf{k}_{1,2} & \cdots & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{k}_{2,1} & \mathbf{k}_{2,2} & \cdots & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots & \vdots \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{k}_{n-1,n-1} & \mathbf{k}_{n-1,n} & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{k}_{n,n-1} & \mathbf{k}_{n,n} & \mathbf{k}_{n,n+1} & \cdots & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{n+1,n} & \mathbf{k}_{n+1,n+1} & \cdots & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \vdots & \vdots & \cdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{k}_{N,N} & \mathbf{k}_{N,N+1} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{k}_{N+1,N} & \mathbf{k}_{N+1,N+1} \end{bmatrix} \quad 5-51$$

En la matriz \mathbf{k}_{Art} (Ecuación 5-51), la submatriz $\mathbf{k}_{n,n}$ es una matriz de 12 x 12 elementos:

$$\mathbf{k}_{n,n} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{TT,C} + \mathbf{k}_{TT,W2} & \text{sim.} \\ \mathbf{k}_{WT,1} & \mathbf{k}_{WW} \\ \mathbf{k}_{CT1} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{CC} \end{bmatrix} \quad 5-52$$

$$\mathbf{k}_{TC} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{CC} & \text{sim.} \\ \mathbf{k}_{TC,1} & \mathbf{k}_{TT,C} + \mathbf{k}_{TT,W2} \\ \mathbf{k}_{TC,-1} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{TT,C} + \mathbf{k}_{TT,W2} \end{bmatrix}; \mathbf{k}_{WT} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{k}_{WT,1} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{WT,1} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad 5-53$$

$$\mathbf{k}_W = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{WW} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{k}_{WW} \end{bmatrix}; \mathbf{k}_{X_2CT} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{X_2C,1} & \mathbf{k}_{X_2T,1} & \mathbf{0} \\ \mathbf{k}_{X_2C,-1} & \mathbf{k}_{X_2T,-1} & \mathbf{0} \\ \mathbf{k}_{X_2C,1} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{X_2T,1} \\ \mathbf{k}_{X_2C,-1} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{X_2T,-1} \end{bmatrix} \quad 5-54$$

La submatriz \mathbf{k}_{CT1} (transpuesta de la matriz \mathbf{k}_{TC1}) se ha definido en la Ecuación 5-13 y $\mathbf{k}_{TT,C}$ en la Ecuación 5-17. La submatriz \mathbf{k}_{CC} ahora se define de la siguiente manera:

$$\mathbf{k}_{CC} = \mathbf{k}_{CC,1} + \mathbf{k}_{CC,T} + \mathbf{k}_{CC,-1} \quad 5-55$$

donde



$$\mathbf{k}_{CC,j} = \begin{bmatrix} k_{YJ} + 2k_3 & & & & & \text{sim.} \\ 0 & k_{ZJ} & & & & \\ k_{Y3}h_4 + & & k_{YJ}h_1^2 + & & & \\ -k_{YJ}h_1 + & 0 & +k_{Y3}h_4^2 + & & & \\ -k_{Y3}h_5 & & +k_{Y3}h_5^2 & & & \\ & & & 2k_{X3}h_4^2 + & & \\ 0 & -k_{ZJ}jd_2 & 0 & +2k_{X3}h_5^2 + & & \\ & & & +k_{ZJ}d_2^2 & & \\ k_{YJ}jd_2 + & & -k_{YJ}jd_2h_1 + & & & \\ +2k_{Y3}jd_2 & 0 & +k_{Y3}jd_2h_4 + & 0 & (2k_{Y3} + k_{YJ})d_2^2 + & \\ & & -k_{Y3}jd_2h_5 & & +4k_{X3}b_4^2 & \end{bmatrix} \quad 5-56$$

$$\mathbf{k}_{CC,T} = \begin{bmatrix} 2k_{Y2} & & & & & \text{sim.} \\ 0 & 2k_{Z2} & & & & \\ 2k_{Y2}h_1 & 0 & 2k_{Y2}h_1^2 + & & & \\ & & +2k_{Z2}b_2^2 + & & & \\ & & +k_{RX2} & & & \\ 0 & -2k_{Z2}d_2 & 0 & 2k_{X2}h_1^2 + & & \\ & & & +2k_{Z2}d_2^2 & & \\ 2k_{Y2}d_2 & 0 & 2k_{Y2}d_2h_1 & 0 & 2k_{X2}b_3^2 + & \\ & & & & +2k_{Y2}d_2^2 & \end{bmatrix} \quad 5-57$$

$$\mathbf{k}_{TT,W2} = \begin{bmatrix} 2k_{Y1} & & & & & \text{sim.} \\ 0 & 2k_{Z1} & & & & \\ -2k_{Y1}h_3 & 0 & 2k_{Y1}h_3^2 + 2k_{Z1}b_1^2 & & & \\ 0 & 0 & 0 & 2k_{X1}h_3^2 + 2k_{Z1}d_1^2 & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2k_{X1}b_1^2 + 2k_{Y1}d_1^2 & \end{bmatrix} \quad 5-58$$

$$\mathbf{k}_{WT,j} = \begin{bmatrix} -2k_{Y1} & 0 & 2k_{Y1}h_3 & 0 & -2jk_{Y1}d_1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -2k_{X1}b_1^2 \end{bmatrix}_{j=1,-1} \quad 5-59$$

$$\mathbf{k}_{WW} = \begin{bmatrix} 2k_{Y1} & 0 \\ 0 & 2k_{X1}b_1^2 \end{bmatrix} \quad 5-60$$

Las $\mathbf{k}_{X_2C,j}$ y $\mathbf{k}_{X_2T,j}$ se han definido en las Ecuaciones 5-21 y 5-22.

Cuando se cumple que n es mayor que 1 y menor que 12 ($1 < n < 12$), la matriz $\mathbf{k}_{n,n}$ corresponde a un vehículo de pasajeros formado por su coche y el bogie tipo A (con su eje correspondiente) que



comparte con el vehículo anterior. En este caso, se analizan los parámetros geométricos y las constantes de rigidez de las suspensiones primaria y secundaria, presentes en estas matrices $h_i, b_i, d_i, k_{X1}, k_{Y1}, k_{Z1}, k_{X2}, k_{Y2}, k_{Z2}$, y k_{RX2} y adoptan los valores $h_{iA}, b_{iA}, d_{iA}, k_{X1A}, k_{Y1A}, k_{Z1A}, k_{X2A}, k_{Y2A}, k_{Z2A}$ y k_{RX2A} (ver Figura 5-3).

Cuando A es 1 ($n=1$), la matriz $\mathbf{k}_{n,n}$ es ahora $\mathbf{k}_{1,1}$ y corresponde al coche y al bogie tipo B (con sus ejes correspondientes) del primer vehículo de la parte articulada del tren, es decir, del vehículo nº 2 del tren. Este vehículo es un coche de transición con pasajeros. La matriz $k_{1,1}$ se obtiene a partir la matriz $\mathbf{k}_{n,n}$ (Ecuación 5-32) siguiendo el siguiente proceso de particularización:

Los parámetros geométricos y las constantes de rigidez citadas antes, adoptan ahora los valores $h_{iB}, b_{iB}, d_{iB}, k_{X1B}, k_{Y1B}, k_{Z1B}, k_{X2B}, k_{Y2B}, k_{Z2B}$ y k_{RX2B} , excepto las distancias $h1$ y $d2$ cuyos valores son los siguientes (ver Figura 5-3):

En las submatrices $\mathbf{k}_{CC,T}, \mathbf{k}_{CT1}, d_2 = d_{2B2}$ y $h_1 = h_{1B2}$.

En la submatriz $\mathbf{k}_{CC,-1}, d_2 = d_{2B1}$ y $h_1 = h_{1B1}$.

La submatriz $\mathbf{k}_{CC,1}$ es una matriz de ceros, puesto que el coche de este vehículo de transición no tiene conexión, mediante suspensión terciaria con el coche de la locomotora.

Cuando A es igual a B ($n=N$), la matriz $\mathbf{k}_{N,N}$ correspondiente a el coche y al primer bogie (el de tipo B, con su eje correspondiente) del último vehículo de la parte articulada del tren, es decir, del vehículo nº 12 del tren. Este vehículo es también un coche de transición con pasajeros. La matriz $\mathbf{k}_{N,N}$ se construye como la matriz $\mathbf{k}_{n,n}$ (Ecuación 5-32) pero con las siguientes particularidades:

Los parámetros geométricos y las constantes de rigidez citadas, adoptan los valores $h_{iA}, b_{iA}, d_{iA}, k_{X1A}, k_{Y1A}, k_{Z1A}, k_{X2A}, k_{Y2A}, k_{Z2A}$ y k_{RX2A} , excepto las distancias $h1, h4, h5$ y $d2$ cuyos valores son los siguientes (ver Figura 5-3):

En las submatrices $\mathbf{k}_{CT,1}$, $\mathbf{k}_{CC,1}$, y $\mathbf{k}_{CC,T}$ los valores de los elementos son $d_2 = d_{2B1}, h_1 = h_{1B1}, h_4 = h_{4B}$ y $h_5 = h_{5B}$. Además, a la submatriz \mathbf{k}_{CC} hay que sumarle una nueva matriz $\mathbf{k}_{CC,T2}$ más de las contempladas en la Ecuación 5-33. De esta forma el coche queda vinculado al segundo bogie (tipo B) de este vehículo de transición N. La matriz nueva $\mathbf{k}_{CC,T2}$ se



obtiene al sustituir en $\mathbf{k}_{CC,T}$ (Ecuación 5-35) los siguientes valores $d_2 = -d_{2B2}, h_1 = h_{1B2}, h_4 = h_{4B}$ y $h_5 = h_{5B}$.

La submatriz $\mathbf{k}_{CC,-1}$ es una matriz de ceros. Puesto que el coche del vehículo de transición no tiene conexión, mediante suspensión terciaria, con el coche de la locomotora.

En la matriz \mathbf{k}_{Art} la submatriz $\mathbf{k}_{n+1,n}$ es una matriz de 12 x 12 elementos (Ecuación 5-61):

$$\mathbf{k}_{n+1,n} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{C_{n+1},C_n} \end{bmatrix} \quad 5-61$$

donde

$$\mathbf{k}_{C_{n+1},C_n} = \begin{bmatrix} -k_{YJ} - 2k_{Y3} & 0 & k_{YJ}h_{1D} + & & k_{YJ}d_{2D} + \\ & & -k_{Y3}h_{4D} + & 0 & +2k_{Y3}d_{2D} \\ & & +k_{Y3}h_{5D} & & \\ 0 & -k_{ZJ} & 0 & -k_{ZJ}d_{2D} & 0 \\ k_{YJ}h_{1E} + & & -k_{YJ}h_{1D}h_{1E} + & & -k_{YJ}h_{1E}d_{2D} + \\ -k_{Y3}h_{4E} + & 0 & -k_{Y3}h_{4D}h_{4E} + & 0 & +k_{Y3}h_{4E}d_{2D} + \\ +k_{Y3}h_{5E} & & -k_{Y3}h_{5D}h_{5E} & & -k_{Y3}h_{5E}d_{2D} \\ & & & k_{YJ}d_{2D}d_{2E} + & \\ 0 & k_{ZJ}d_{2E} & 0 & -2k_{X3}h_{4D}h_{4E} + & 0 \\ & & & -2k_{X3}h_{5D}h_{5E} & \\ -k_{YJ}d_{2E} + & & k_{YJ}d_{2E}h_{1D} + & & k_{YJ}d_{2D}d_{2E} + \\ -2k_{Y3}d_{2E} + & 0 & -k_{Y3}d_{2E}h_{4D} + & 0 & -4k_{X3}b_4^2 + \\ & & k_{Y3}d_{2E}h_{5D} & & 2k_{Y3}d_{2D}d_{2E} \end{bmatrix} \quad 5-62$$

En esta última submatriz \mathbf{k}_{C_{n+1},C_n} (Ecuación 5-62), los subíndices D y E tienen el siguiente significado:

- Cuando n es mayor o igual a 2 y menor que N-1 ($2 \leq n < 10$), los subíndices D y E se reemplazan por el subíndice A.
- Cuando n es 1, en la matriz \mathbf{k}_{C_2,C_1} el subíndice D se reemplaza por B1 en los parámetros d_{2D} y en h_{1D} , y por B en h_{4D} y h_{5D} . El subíndice E se cambia por el subíndice A.



- Cuanto n es $N-1$ ($N-1=10$), en la matriz $\mathbf{k}_{CN,CN-1}$ el subíndice E se reemplaza por B1 en los parámetros $d2E$ y en $h1E$, y por B en $h4E$ y $h5E$. El subíndice D se cambia por el subíndice A.

Por otro lado, en la matriz \mathbf{k}_{Art} las submatrices del tipo $\mathbf{k}_{n,n+1}$ (Ecuación 5-63) se obtienen transponiendo las submatrices $\mathbf{k}_{n+1,n}$ obtenidas de la Ecuación 5-61.

$$\mathbf{k}_{n,n+1} = \mathbf{k}_{n+1,n}^T \quad 5-63$$

Para completar la formulación de la matriz de rigidez de la parte articulada del tren \mathbf{k}_{Art} queda definir las submatrices $\mathbf{k}_{N+1,N+1}, \mathbf{k}_{N+1,N}$ y $\mathbf{k}_{N,N+1}$. La matriz $\mathbf{k}_{N+1,N+1}$ corresponde a la rigidez del segundo bogie (tipo B, con su eje correspondiente) del coche de transición N, este es el coche nº 12 del tren. Esta es una matriz de 7 x 7 elementos:

$$\mathbf{k}_{N+1,N+1} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{TT,C} + \mathbf{k}_{TT,W2} & \text{sim.} \\ \mathbf{k}_{WT,1} & \mathbf{k}_{WW} \end{bmatrix} \quad 5-64$$

De ella las submatrices $\mathbf{k}_{TT,C}, \mathbf{k}_{TT,W2}, \{\mathbf{k}_{WT,j}\}_{j=1,-1}$ y \mathbf{k}_{WW} se definieron anteriormente en este capítulo.

En este caso, al tratarse de un bogie tipo B, los parámetros geométricos y las constantes de rigidez $h_i, b_i, d_i, k_{X1}, k_{Y1}, k_{Z1}, k_{X2}, k_{Y2}, k_{Z2}$, y k_{RX2} , que aparecen en los elementos de las citadas submatrices de $\mathbf{k}_{N+1,N+1}$, toman los valores $h_{iB}, b_{iB}, d_{iB}, k_{X1B}, k_{Y1B}, k_{Z1B}, k_{X2B}, k_{Y2B}, k_{Z2B}$ y k_{RX2B} . La submatriz $\mathbf{k}_{N+1,N}$ de la matriz \mathbf{k}_{Art} es una matriz de 7 x 12 elementos y se define a continuación:

$$\mathbf{k}_{N+1,N} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{CT,-1} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad 5-65$$

donde la submatriz $\mathbf{k}_{CT,-1}$ se puede obtener como la matriz traspuesta de $\mathbf{k}_{TC,-1}$ (Ecuación 5-16) y sustituyendo los parámetros $h_1, b_2, d_2, k_{X2}, k_{Y2}, k_{Z2}$, y k_{RX2} por $h_{1B2}, h_{2B}, b_{2B}, d_{2B2}, k_{Z2B}$, y k_{RX2B}, k_{Z2B} , y k_{RX2B} .

Finalmente, se tiene que $\mathbf{k}_{N,N+1}$ es igual a la matriz traspuesta de $\mathbf{k}_{N+1,N}$.



Matriz de amortiguamiento

Para obtener la expresión analítica de la matriz de amortiguamiento \mathbf{C}_v de un modelo multi-body de un tren regular, se reemplaza la letra k por la letra c en los elementos de la matriz de rigidez correspondiente a este modelo, como se hacía en el modelo de tren articulado.

Matriz de masa

De la misma forma que la matriz de rigidez del tren articulado (Ecuación 5-29), la matriz de masa está compuesta por las submatrices de masa de las locomotoras \mathbf{m}_{Loc} y la submatriz de la parte articulada del tren \mathbf{m}_{Art} (correspondiente a los vehículos de transición y los de pasajeros).

$$\mathbf{M}_v = \begin{bmatrix} \mathbf{m}_{Loc} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{m}_{Art} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{m}_{Loc} \end{bmatrix} \quad 5-66$$

La matriz de masa de cada locomotora del convoy \mathbf{m}_{Loc} es una matriz diagonal, expresada por bloques:

$$\mathbf{m}_{Loc} = \text{diag}[\mathbf{m}_C, \mathbf{m}_T, \mathbf{m}_T, \mathbf{m}_W, \mathbf{m}_W, \mathbf{m}_W, \mathbf{m}_W]_{Loc} \quad 5-67$$

La matriz de masa de cada locomotora del convoy \mathbf{m}_{Loc} es una matriz diagonal, expresada por bloques:

$$\begin{aligned} \mathbf{m}_C &= \text{diag}[m_C, m_C, I_{XC}, I_{YC}, I_{ZC}]_{Loc} \\ \mathbf{m}_T &= \text{diag}[m_T, m_T, I_{XT}, I_{YT}, I_{ZT}]_{Loc} \\ \mathbf{m}_W &= \text{diag}[m_W, I_{ZW}]_{Loc} \end{aligned} \quad 5-68$$

Las constantes de masa que aparecen en la matriz de masa de la locomotora tienen el mismo significado que las constantes de estas de un vehículo convencional, descrita en el subcapítulo *Matrices de rigidez*.

La matriz de masa de la parte articulada del tren \mathbf{m}_{Art} también es una matriz diagonal, la serie de submatrices se muestra en continuación:



$$\mathbf{m}_{Art} = \text{diag} \left[\mathbf{m}_{TB1}, \mathbf{m}_{WB1}, \mathbf{m}_{WB1}, \mathbf{m}_{CB1}, \mathbf{m}_{TA2}, \mathbf{m}_{WA2}, \mathbf{m}_{WA2}, \mathbf{m}_{CA2}, \dots \right. \\ \left. \dots, \mathbf{m}_{TAn}, \mathbf{m}_{WAn}, \mathbf{m}_{WAn}, \mathbf{m}_{CAn}, \dots, \mathbf{m}_{TAN}, \mathbf{m}_{WAN}, \mathbf{m}_{WAN}, \mathbf{m}_{CBN} \right. \\ \left. \mathbf{m}_{TBN+1}, \mathbf{m}_{WBN+1}, \mathbf{m}_{WBN+1} \right] \quad 5-69$$

donde las submatrices son las siguientes matrices diagonales:

$$\begin{aligned} \mathbf{m}_{CAj} &= \text{diag} [m_{CA}, m_{CA}, I_{XCA}, I_{YCA}, I_{ZCA}] \\ \mathbf{m}_{TAj} &= \text{diag} [m_{TA}, m_{TA}, I_{XTA}, I_{YTA}, I_{ZTA}] \\ \mathbf{m}_{WAj} &= \text{diag} [m_{WA}, I_{ZWA}] \\ \mathbf{m}_{CBj} &= \text{diag} [m_{CB}, m_{CB}, I_{XCB}, I_{YCB}, I_{ZCB}] \\ \mathbf{m}_{TBj} &= \text{diag} [m_{TB}, m_{TB}, I_{XTB}, I_{YTB}, I_{ZTB}] \\ \mathbf{m}_{WBj} &= \text{diag} [m_{WB}, I_{ZWB}] \end{aligned} \quad 5-70$$

Características mecánicas del tren regular Renfe S-130 (Talgo 250)

A continuación se presentan en tablas las características mecánicas del tren.

Tabla 5-16 Parámetros geométricos de la locomotora del AVE S-130

Distancias long. (m)		Alturas (m)		Anchuras (m)	
2 d 1	2.65	h 1	0.70	b 1	1.00
2 d 2	141.00	h 2	0.50	b 2	1.25
ls	3.365	h 3	0.10	b 3	1.25

Tabla 5-17 Parámetros geométricos del vehículo de transición (coche B, bogie B) del AVE S-130

Distancias long. (m)		Alturas (m)		Anchuras (m)	
2 d 1B	0.00	h 1B1	0.475	b 1B	1.00
d 2B1	6.10	h 1B2	0.475	b 2B	1.25
d 2B2	2.87	h 2B	0.50	b 3B	1.25
l s B	3.23	h 3B	0.10	b 4	1.35
		h 4B	0.488		
		h 5B	0.312		

Tabla 5-18 Parámetros geométricos del vehículo de pasajeros (coche A, bogie A) del AVE S-130

Distancias long. (m)		Alturas (m)		Anchuras (m)	
2 d 1A	0.00	h 1A	0.563	b 1A	1.00



2 d 2A	13.14	h 2A	0.50	b 2A	1.25
l s A	0.00	h 3A	0.10	b 3A	1.25
		h 4A	0.40		
		h 5A	0.40		

Tabla 5-19 Constantes de rigidez y amortiguación de la locomotora del AVE S-130

Rigidez (MN/m)			Amortig. (KN·s/m)		
Suspensión primaria					
k X1	k Y1	k Z1	c X1	c Y1	c Z1
40.0	9.0	1.225	22	10	10
Suspensión secundaria					
k X2	k Y2	k Z2	c X2	c Y2	c Z2
0.302	0.302	1.268	4230.0	30	20
barra anti-giro					
k RX2 (MN·m/rad)			c RX2 (kN·m·s/rad)		
0.0			0.0		

Tabla 5-20 Constantes de rigidez y amortiguación del vehículo de transición (coche B -bogie B) del AVE S-130

Rigidez (MN/m)			Amortig. (KN·s/m)		
Suspensión primaria (Eje-Bogie B)					
k X1B	k Y1B	k Z1B	c X1B	c Y1B	c Z1B
40.0	9.0	1.225	21	10	10
Suspensión secundaria (Bogie B-Coche B)					
k X2B	k Y2B	k Z2B	c X2B	c Y2B	c Z2B
0.10	0.15	0.37	4230.0	30	20
barra anti-giro (Bogie B-Coche B)					
k RX2B (MN·m/rad)			c RX2B (kN·m·s/rad)		
3.80			0.0		

Tabla 5-21 Constantes de rigidez y amortiguación del vehículo de pasajeros (coche A -bogie A) del AVE S-130

Rigidez (MN/m)	Amortig. (KN·m/s)
Suspensión primaria (Eje-Bogie A)	



k X1A	k Y1A	k Z1A	c X1A	c Y1A	c Z1A
55.0	11.0	0.825	24	11	6
Suspensión secundaria (Bogie A-Coche A)					
k X2A	k Y2A	k Z2A	c X2A	c Y2A	c Z2A
0.10	0.10	0.38	2400.0	30	20
Susp. terciaria (Coche A- Coche A o B)					
k X3	k Y3	c X3	c Y3		
0.00	0.00	49.50	72.50		
Junta de tracción (Coche A- Coche A o B)					
k YJ	k ZJ	c YJ	c ZJ		
0.30	0.60	0.00	0.00		
barra anti-giro (Bogie A-Coche A)					
k RX2A (MN·m/rad)			c RX2A		
3.80			0.00		

Tabla 5-22 Masa de los cuerpos rígidos de la locomotora del AVE S-130

Masa (T)	Momentos de inercia (T· m 2)		
Coche			
m C	I XC	I YC	I ZC
56.233	59.40	1131.9	1112.0
bogie			
m T	I XT	I YT	I ZT
2.446	1.645	2.593	3.068
eje			
m W	I XW	I ZW	
2.048	1.03	1.03	

Tabla 5-23 Masa de los cuerpos rígidos del vehículo de transición del AVE S-130

Masa (T)	Momentos de inercia (T· m 2)		
Coche B			
m CB	I XCB	I YCB	I ZCB
13.113	16.67	123.27	254.56



Bogie B			
m TB	I XT _B	I YT _B	I ZT _B
2.153	1.45	1.12	1.89
Eje B			
m WB	I XWB		I ZWB
2.104	1.03		1.03

Tabla 5-24 Masa de los cuerpos rígidos del vehículo de pasajeros del AVE S-130

Masa (T)	Momentos de inercia (T· m ²)		
Coche A			
m CA	I XCA	I YCA	I ZCA
13.113	16.68	234.05	334.35
Bogie A			
m TA	I XTA	I YTA	I ZTA
2.113	1.421	1.098	1.33
Eje A			
m WA	I XWA		I ZWA
2.104	1.03		1.03

Frecuencias y modos de vibración

Una vez definidas las características del modelo, se presentan las frecuencias naturales y modos de vibración correspondientes (Tabla 5-25 y Tabla 5-26).

Tabla 5-25 Modos y frecuencias de vibración de la parte articulada del AVE S-130

Modos		Frecuencias (Hz)
<i>Coches (o cajas)</i>		
1	1ª Lateral de CT y CP	0.588
2	2ª Lateral de CT y CP	0.710
3	3ª Lateral de CT y CP	0.963
4	1ª Vertical de CT y CP	1.379
5	Lateral de CT	0.867
6	2ª Vertical de CT y CP	1.189
7	3ª Vertical de CT y CP	0.963



8	Vertical de CT	1.267
9	Balaneo y lateral de CP	0.826
10	Balaneo de CT	1.671
11	1ª Balaneo de CT y CP	1.852
12	2ª Balaneo de CT y CP	3.118
13	3ª Balaneo de CT y CP	2.339
14	Vertical de CP	2.142
<i>Bogies</i>		
15	Vertical bogie A, CT y CP	3.605
16	Vertical bogie B	4.388
17	Vertical bogie A	5.335
18	Cabeceo bogie A	5.152
19	Cabeceo bogie B	6.183
20	Balaneo bogie A	10.782
21	Balaneo bogie B	10.569
22	Lateral bogie B	16.505
23	Lateral bogie A	14.897
CT: Coche de transición. CP: Coche de pasajeros		

Tabla 5-26 Modos y frecuencias de vibración de la locomotora del AVE S-130

Modos		Frecuencias (Hz)
<i>Coche (o caja)</i>		
1	Lateral	0.636
2	Giro de eje z	0.918
3	Vertical	1.221
4	Balaneo (giro eje x)	1.496
5	Cabeceo (giro eje y)	1.547
<i>Bogies</i>		
6	Vertical - fuera de fase	8.820
7	Vertical - en fase	8.844
8	Cabeceo - en fase	11.713
9	Cabeceo - fuera de fase	11.768





6 Modelo de interacción Eje-Vía utilizado

El modelo de interacción eje-vía también construido por el director de esta tesis y se va a utilizar para determinar los movimientos del eje no considerados en el modelo del tren, porque no son g.d.l. independientes, así como las fuerzas de interacción entre el vehículo y el sistema dinámico puente-vía y el puente sobre el sistema vehículo, en función de los movimientos del puente y del tren. De esta manera, este modelo de interacción eje-vía completa el modelo de interacción T-P. Los movimientos de los ejes que no considerados en el modelo son los siguientes:

“ $z_w, \dot{z}_w, \ddot{z}_w$ movimientos (desplazamiento, velocidad y aceleración) verticales del c.d.g. de un eje del tren.

$Rx_w, \dot{R}x_w, \ddot{R}x_w$ giro de eje x (longitudinal de la vía) de un eje del tren y sus derivadas respecto al tiempo.

Las fuerzas de interacción que ejerce el vehículo sobre el sistema dinámico puente-vía están representadas en este modelo por el vector $\mathbf{F}_{bv}(t)$. Vector que aparece en la ecuación de movimiento del puente (Ecuación 4-4). Igualmente, las fuerzas de interacción que ejerce el sistema dinámico puente sobre el tren, a través de la vía, componen el vector $\mathbf{F}_{vb}(t)$. Este vector se incluye en el lado derecho de la ecuación de movimiento del tren (Ecuación 5-4).

Como se mencionó anteriormente, las fuerzas de interacción dependen de los movimientos de los dos sub-sistemas dinámicos tren y puente, así como de las irregularidades de la vía. Además, siguiendo la teoría del contacto de cuerpos en movimiento, estas fuerzas de interacción también dependen de las propiedades elásticas de los materiales de las ruedas y del carril, del coeficiente de rozamiento entre rueda y carril, y de la geometría de estos elementos. El modelo de interacción eje-vía utilizado es este caso es un modelo no lineal simplificado que toma en cuenta el movimiento relativo rueda-carril y la geometría de los perfiles de estos elementos, incluyendo la pestaña de la rueda. Las principales fuentes de no linealidad del problema son, por un lado, el rozamiento rueda-carril que limita la fuerza tangencial de contacto, y por otro lado, la geometría de los perfiles de la rueda y del carril.

“Este modelo de interacción eje-vía se ha construido a partir del planteamiento de los siguientes grupos de ecuaciones:



- **Ecuaciones de equilibrio dinámico** del eje del vehículo (Figura 6-1). En estas ecuaciones intervienen las fuerzas de rigidez y amortiguamiento que llegan al eje a través la suspensión primaria del vehículo, las fuerzas de contacto rueda-carril y las fuerzas de inercia del eje.
- **Ecuaciones constitutivas o de comportamiento.** Con estas ecuaciones se introduce la teoría del contacto rueda-carril. De ellas y del siguiente grupo de ecuaciones se obtiene, para el modelo construido, la expresión de las fuerzas tangenciales en los puntos de contacto rueda-carril. En la Ecuación 6-1, $T_X^{L,R}, T_Y^{L,R}$ son fuerzas tangenciales longitudinales y laterales respectivamente en el punto de contacto de la rueda con el carril. El superíndice L denota que el contacto se produce entre la rueda izquierda del eje y el carril izquierdo de la vía, el superíndice R se refiere al contacto entre la rueda y el carril derechos. En lo sucesivo, cuando aparece como índice L, R (*left, right*) significa que la expresión es válida tanto para el contacto izquierdo como el derecho del eje con la vía. $N^{L,R}$ es la fuerza normal en el contacto rueda-carril. E es el módulo de deformación longitudinal del acero. ν es el coeficiente de Poisson del acero. μ es el coeficiente de rozamiento. $\Delta y_w, \Delta \dot{y}_w$ son el desplazamiento lateral relativo y la velocidad lateral relativa entre el eje y la vía. $\Delta R_{z_w}, \Delta \dot{R}_{z_w}$ son el giro y velocidad de giro relativo de eje vertical entre el eje del tren y la vía, y t el tiempo.

$$T_X^{L,R} = T_X^{L,R}(N^{L,R}, E, \nu, \mu, \Delta y_w, \Delta \dot{y}_w, \Delta R_{z_w}, \Delta \dot{R}_{z_w}, t)$$

6-1

$$T_Y^{L,R} = T_Y^{L,R}(N^{L,R}, E, \nu, \mu, \Delta y_w, \Delta \dot{y}_w, \Delta R_{z_w}, \Delta \dot{R}_{z_w}, t)$$

- **Ecuaciones de compatibilidad o cinemáticas.** Algunos desplazamientos de un eje del tren están relacionados entre sí mediante unas funciones geométricas. Cuando un eje ferroviario se desliza lateralmente sobre la vía, el giro de eje x , ΔR_{x_w} , y el desplazamiento vertical de eje del tren respecto a la vía, Δz_w , quedan completamente definidos por unas funciones cinemáticas que consideran la geometría de la vía y del eje (Ecuación 6-2). Otra función geométrica por destacar es la que relaciona el ángulo que forma la superficie de contacto rueda-carril con la horizontal $\gamma^{L,R}$ y el desplazamiento lateral Δy_w del eje sobre la vía (Figura 6-2). En la formulación del



modelo construido que se presenta en este estudio, el ángulo de la superficie de contacto en la rueda izquierda γ^R es positivo en sentido horario, mientras que el ángulo de la superficie de contacto en la rueda derecha γ^R es positivo en sentido anti-horario (Ecuación 6-2). Además de las funciones geométricas citadas, se establecen en el modelo una serie de relaciones cinemáticas entre los desplazamientos del eje del tren, los de la vía y la medida de las irregularidades de la vía en los puntos de contacto rueda – carril.

$$\Delta z_w = \Delta z_w (\Delta y_w)$$

$$\Delta R x_w = \Delta R x_w (\Delta y_w)$$

6-2

$$\gamma^{L,R} = \gamma^{L,R} (\Delta y_w)$$

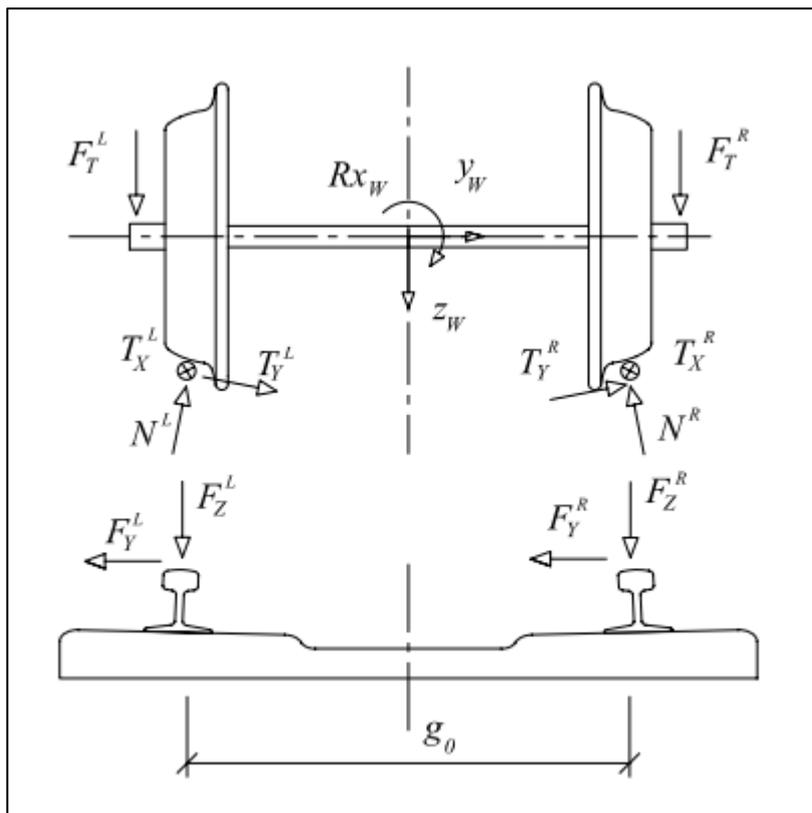


Figura 6-1 Fuerzas de contacto Eje-Vía.

El problema de la interacción eje-vía se puede dividir en tres partes: El problema geométrico, el problema de la fuerza tangencial de contacto rueda-carril y la interacción normal rueda-carril.”

(Olmos, 2015)



Problema geométrico de rueda-carril

En el modelo de contacto utilizado en este estudio, el perfil común de la rueda S1002 se considera el perfil de la rueda completo ($c = 0,045$), se considera la brida, y el carril UIC-60 como un cilindro de 300 mm de radio (Figura 6-2). Con estas suposiciones, se pueden establecer las relaciones

$$\Delta z_w = \Delta z_w(\Delta y_w)$$

geométricas de las Ecuaciones $\Delta R x_w = \Delta R x_w(\Delta y_w)$

$$\gamma^{L,R} = \gamma^{L,R}(\Delta y_w)$$

6-2.

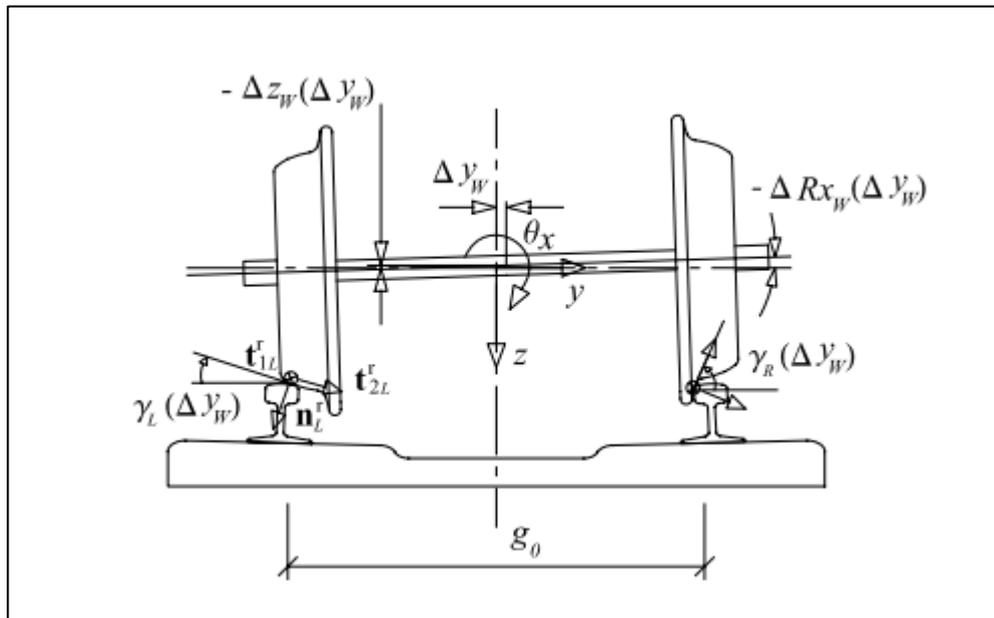


Figura 6-2 Posición relativa del eje respecto a la vía.

Relaciones cinemáticas eje-vía

Para el modelo geométrico empleado, perfil completo, se plantean las siguientes definiciones y relaciones cinemáticas entre los desplazamientos de la vía y los del eje del tren. La velocidad, el desplazamiento y la aceleración lateral relativa entre eje y la vía (Δy_w , $\Delta \dot{y}_w$, $\Delta \ddot{y}_w$) se determinan mediante las siguientes ecuaciones:

$$\Delta y_w = y_w - \left(\frac{y_D^L + y_D^R}{2} + y_I \right)$$

6-3



$$\Delta \dot{y}_w = \dot{y}_w - \left(\frac{\dot{y}_D^L + \dot{y}_D^R}{2} + \dot{y}_I \right) \quad 6-4$$

$$\Delta \ddot{y}_w = \ddot{y}_w - \left(\frac{\ddot{y}_D^L + \ddot{y}_D^R}{2} + \ddot{y}_I \right) \quad 6-5$$

donde

$y_w, \dot{y}_w, \ddot{y}_w$ desplazamiento, la velocidad y la aceleración lateral respectivamente del eje del tren. Estos movimientos corresponden a un g.d.l. del modelo vehículo.

$y_D^{L,R}, \dot{y}_D^{L,R}, \ddot{y}_D^{L,R}$ desplazamientos laterales de los carriles izquierdo y derecho respectivamente de la vía en los puntos de contacto con el eje y sus derivadas respecto al tiempo.

Los desplazamientos dependen de los movimientos del sistema puente-vía según sus g.d.l. La relación entre ellos $y_D^{L,R}(\mathbf{u}_b)$ y los g.d.l. del puente es explicado en el Apéndice B del (Olmos, 2015).

$y_I, \dot{y}_I, \ddot{y}_I$ medida de la irregularidad de alineamiento (lateral) de la vía en la posición del eje y sus derivadas respecto al tiempo. Las funciones $y_I(x), \dot{y}_I(x)$ y $\ddot{y}_I(x)$ se describen en el subcapítulo *Fuerzas de interacción sobre el eje. Ecuaciones de equilibrio del eje.*

El desplazamiento lateral relativo de una rueda respecto a un carril $\Delta y_w^{L,R}$ también se va a tener en cuenta en el modelo de interacción:

$$\Delta y_w^{L,R} = y_w - \left(y_D^{L,R} + y_I \right) \quad 6-6$$

“Los movimientos absolutos de los ejes g.d.l. no considerados en el modelo vehículo, $z_w, \dot{z}_w, \ddot{z}_w, R x_w, \dot{R} x_w, \ddot{R} x_w$ se obtienen planteando las siguientes relaciones cinemáticas, donde participan las funciones geométricas citadas en la Ecuación 6-7 $\Delta R x_w(\Delta y_w)$ y $\Delta z_w(\Delta y_w)$, y los movimientos de la vía y sus irregularidades.



$$z_w = \frac{z_D^L + z_D^R}{2} + \frac{z_I^L + z_I^R}{2} + \Delta z_w (\Delta y_w)$$

$$z_w^{L,R} = z_D^{L,R} + z_I^{L,R} + \Delta z_w^{L,R} (\Delta y_w^{L,R})$$

6-7

$$R x_w = \frac{z_D^R - z_D^L}{g_0} + \frac{z_I^R - z_I^L}{g_0} + \Delta R x_w (\Delta y_w)$$

$$\dot{z}_w = \frac{\dot{z}_D^L + \dot{z}_D^R}{2} + \frac{\dot{z}_I^L + \dot{z}_I^R}{2} + \Delta \dot{z}_w (\Delta \dot{y}_w)$$

$$\dot{z}_w^{L,R} = \dot{z}_D^{L,R} + \dot{z}_I^{L,R} + \Delta \dot{z}_w^{L,R} (\Delta \dot{y}_w^{L,R})$$

6-8

$$\dot{R} x_w = \frac{\dot{z}_D^R - \dot{z}_D^L}{g_0} + \frac{\dot{z}_I^R - \dot{z}_I^L}{g_0} + \Delta \dot{R} x_w (\Delta \dot{y}_w)$$

$$\ddot{z}_w = \frac{\ddot{z}_D^L + \ddot{z}_D^R}{2} + \frac{\ddot{z}_I^L + \ddot{z}_I^R}{2} + \Delta \ddot{z}_w (\Delta \ddot{y}_w)$$

$$\ddot{z}_w^{L,R} = \ddot{z}_D^{L,R} + \ddot{z}_I^{L,R} + \Delta \ddot{z}_w^{L,R} (\Delta \ddot{y}_w^{L,R})$$

6-9

$$\ddot{R} x_w = \frac{\ddot{z}_D^R - \ddot{z}_D^L}{g_0} + \frac{\ddot{z}_I^R - \ddot{z}_I^L}{g_0} + \Delta \ddot{R} x_w (\Delta \ddot{y}_w)$$

donde

$z_w^{L,R}, \dot{z}_w^{L,R}, \ddot{z}_w^{L,R}$ desplazamiento vertical de la rueda izquierda y derecha respectivamente del eje del tren y sus derivadas respecto al tiempo (velocidad y aceleración).

$z_D^{L,R}, \dot{z}_D^{L,R}, \ddot{z}_D^{L,R}$ desplazamientos verticales de los carriles izquierdo y derecho respectivamente de la vía en los puntos de contacto con el eje y sus derivadas respecto al tiempo. Estos desplazamientos dependen de los movimientos según los g.d.l. del modelo puente y vía. La relación entre estos desplazamientos $z_D^{L,R}(\mathbf{u}_b)$ y los g.d.l. del puente se explica en el Apéndice B del (Olmos, 2015).

$z_I^{L,R}, \dot{z}_I^{L,R}, \ddot{z}_I^{L,R}$ medida de la irregularidad de elevación (vertical) de cada carril (izquierdo y derecho respectivamente) de la vía en el punto de contacto con la rueda y sus derivadas respecto al



tiempo. Las funciones $z_i^{L,R}(x)$ se detallan en el subcapítulo *Fuerzas de interacción sobre el eje. Ecuaciones de equilibrio del eje.*

Para determinar las relaciones cinemáticas mencionadas anteriormente en las expresiones, no se ha tenido en cuenta el desplazamiento relativo entre rueda y carril en la dirección normal al contacto. Es decir, se ha ignorado la penetración de la rueda en el carril, al calcular estas relaciones.” (Olmos, 2015)

Funciones geométricas para modelo con rueda de perfil completo

En el modelo geométrico que tiene en cuenta la forma completa tanto de la rueda como del carril, las funciones geométricas ya no son lineales.

Las funciones geométricas para los perfiles de rueda S-1002 y de carril UIC-60, y para el ancho internacional de vía, se han obtenido a partir de las funciones $\gamma^{L,R}(\Delta y_w)$, $\Delta z_w^{L,R}(\Delta y_w)$ y $r^{L,R}(\Delta y_w)$ que están resueltas de forma discreta (por puntos), para los perfiles citados, en el manual del programa de simulación dinámica de vehículos ferroviarios GENSYS (DEsolver, 2011). Para hacer las funciones calculadas por GENSYS continuas y derivables, el autor ha hecho un ajuste con curvas polinómicas. A partir de estas funciones ha obtenido las siguientes funciones geométricas y sus derivadas respecto al tiempo, necesarias para este modelo:

$$\Delta z_w(\Delta y_w) = \frac{\Delta z_w^L(\Delta y_w) + \Delta z_w^R(\Delta y_w)}{2} \quad 6-10$$

$$\Delta R_{xw}(\Delta y_w) = \frac{-\Delta z_w^L(\Delta y_w) + \Delta z_w^R(\Delta y_w)}{g_0} \quad 6-11$$

$$\dot{\Delta z}_w(\Delta y_w) = \frac{\dot{\Delta z}_w^L(\Delta y_w) + \dot{\Delta z}_w^R(\Delta y_w)}{2} \quad 6-12$$

$$\dot{\Delta R}_{xw}(\Delta y_w) = \frac{-\dot{\Delta z}_w^L(\Delta y_w) + \dot{\Delta z}_w^R(\Delta y_w)}{g_0} \quad 6-13$$

$$\ddot{\Delta z}_w^{L,R} = \ddot{\Delta z}_w^{L,R} \cdot \Delta y_w \quad 6-14$$

$$\ddot{\Delta z}_w^{L,R} = \ddot{\Delta z}_w^{L,R} \cdot \Delta y_w^2 + \dot{\Delta z}_w^{L,R} \cdot \dot{\Delta y}_w \text{ con } \Delta y_w^2 \approx 0 \quad 6-15$$



Finalmente, las funciones geométricas que describen la curvatura de los perfiles transversales de carril (Ecuación 6-16) y rueda (Ecuación 6-17) en el punto de contacto en función del desplazamiento lateral relativo eje-vía Δy_w , se han resuelto en el trabajo de (Gerlici & Lack, 2011). Estas funciones se pueden ver en Figura 6-3.

$$curv_{r2}^{L,R} = 1 / r_{r2}^{L,R}(\Delta y_w) \quad 6-16$$

$$curv_{w2}^{L,R} = 1 / r_{w2}^{L,R}(\Delta y_w) \quad 6-17$$

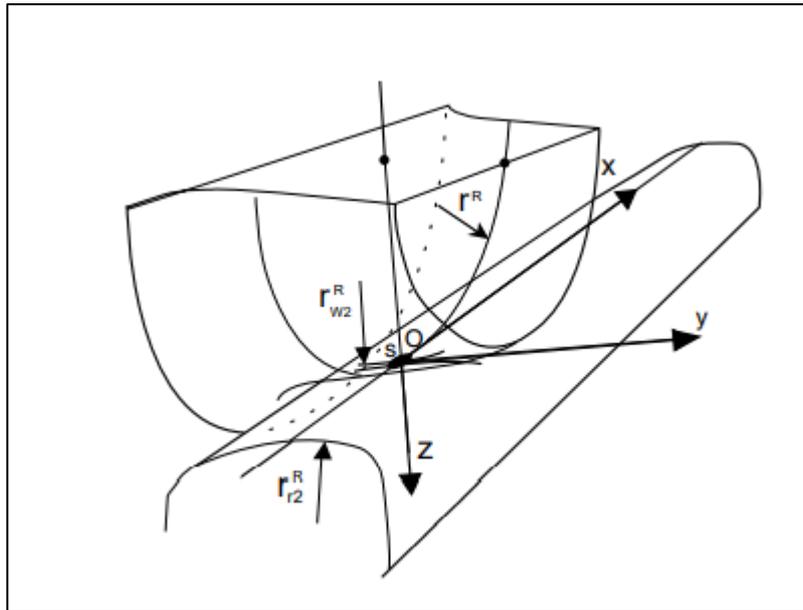


Figura 6-3 Rueda y carril derechos. Radios de curvatura

Como alternativa al cálculo del programa GENSYS, las funciones geométricas $\Delta z_w^L(\Delta y_w)$ y $\Delta z_{r2}^{L,R}(\Delta y_w)$ se podían haber obtenido de forma simplificada, a través de puntos, utilizando AUTOCAD y siguiendo el procedimiento descrito por (Ayasse & Chollet, 2006).

Fuerza de contacto tangencial rueda-carril

Las fuerzas de fluencia tangencial rueda-carril se calculan, en el modelo construido para este estudio, primero mediante el uso de la teoría de fluencia lineal de (Kalker, 1991) y luego modificadas por el modelo no lineal de (Shen, 1983).



Teoría lineal de contacto de Kalker

Las fuerzas tangenciales de contacto en la teoría lineal de Kalker, Ecuación 6-18, son funciones de los creepages ($\zeta_X^{L,R}, \zeta_Y^{L,R}, \varphi^{L,R}$) y los coeficientes f_{ij} . Estos coeficientes f_{ij} dependen de la fuerza normal de contacto $N^{L,R}$, de las propiedades elásticas de la rueda y del carril, de los radios de curvatura de los perfiles de la rueda y el carril (Figura 6-3) y la forma y dimensiones de la superficie de contacto de acuerdo con la teoría del contacto normal de Hertz. La formulación de estos coeficientes f_{ij} , que son funciones del par de ruedas-carril el desplazamiento lateral relativo $f_{ij}^{L,R} = f_{ij}^{L,R}(\Delta y_w)$, puede encontrarse en (Shabana, 2007).

$$\begin{bmatrix} \bar{T}_X \\ \bar{T}_Y \end{bmatrix}_{L,R} = \begin{bmatrix} -f_{11} & 0 & 0 \\ 0 & -f_{22} & -f_{23} \end{bmatrix}_{L,R} \cdot \begin{bmatrix} \zeta_X \\ \zeta_Y \\ \varphi \end{bmatrix}_{L,R} \quad 6-18$$

Creepages. Velocidades relativas

Los creepages son velocidades relativas normalizadas de la rueda y del carril en el punto de contacto que se definen en la Ecuación 6-19. En esta expresión, \mathbf{t}_1^r , \mathbf{t}_2^r y \mathbf{n}^r son, respectivamente, las tangentes ortogonales unitarias y la normal al carril en el punto de contacto (Figura 6-2) \mathbf{v} es la velocidad del tren, \mathbf{v}^k y $\boldsymbol{\omega}^k$ los vectores de velocidad de traslación o angular de la rueda o del carril.

$$\begin{cases} \zeta_X = \frac{(\mathbf{v}^w - \mathbf{v}^r)^T \mathbf{t}_1^r}{v} \\ \zeta_Y = \frac{(\mathbf{v}^w - \mathbf{v}^r)^T \mathbf{t}_2^r}{v} \\ \varphi = \frac{(\boldsymbol{\omega}^w - \boldsymbol{\omega}^r)^T \mathbf{n}^r}{v} \end{cases} \quad 6-19$$

De acuerdo con (Shabana, 2007) y (Xia F. C., 2006a) la forma en que se calculan los creepages tiene un gran impacto en el movimiento del eje del tren y en las fuerzas del contacto calculadas. En el enfoque utilizado para calcular los creepages en este estudio (Ecuación 6-20), sólo se han ignorado los términos de segundo orden.



$$\left\{ \begin{array}{l} \zeta_x^{L,R} = \pm \frac{g_0}{2v} \Delta \dot{R} z_w + \frac{r^{L,R} - r_w}{r_w} \\ \zeta_y^{L,R} = \frac{1}{v} \left[(\Delta \dot{y}_w^{L,R} - r^{L,R} \cdot \Delta \dot{R} x_w) \cos \gamma^{L,R} + (\pm \Delta \dot{z}_w - \frac{g_0}{2} \cdot \Delta \dot{R} x_w) \sin \gamma^{L,R} \right] + \\ - \Delta R z_w \cos \gamma^{L,R} - \frac{g_0}{2r_w} \Delta R z_w \sin \gamma^{L,R} \\ \varphi^{L,R} = \pm \frac{1}{r_w} \sin \gamma^{L,R} + \frac{1}{v} \Delta \dot{R} z_w \cos \gamma^{L,R} \end{array} \right. \quad 6-20$$

Se puede ver que los flujos de arrastre y, por tanto, las fuerzas de contacto tangenciales tienen términos de rigidez que dependen de los desplazamientos relativos del eje de las ruedas y de la vía y términos de amortiguación, que dependen de las velocidades relativas de los g.d.l. de los ejes de las ruedas y de la vía.

Rozamiento. Shen-Hendrick-Elkins

El límite de adherencia entre la rueda y el carril se considera en este enfoque modificando las fuerzas lineales de fluencia de Kalker por el modelo no lineal de Shen-Hedrick-Elkins (Shen, 1983). La resultante de las fuerzas de contacto tangencial (también llamadas fuerzas de fluencia), en un punto de contacto es:

$$\bar{T}^{L,R} = \sqrt{\bar{T}_X^2 + \bar{T}_Y^2} \quad 6-21$$

Esta resultante $\bar{T}^{L,R}$ está limitada por el siguiente valor no lineal:

$$T^{L,R} = \begin{cases} \mu N^{L,R} \left[\left(\frac{\bar{T}^{L,R}}{\mu N^{L,R}} \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{\bar{T}^{L,R}}{\mu N^{L,R}} \right)^2 + \frac{1}{27} \left(\frac{\bar{T}^{L,R}}{\mu N^{L,R}} \right)^3 \right], & \bar{T}^{L,R} \leq 3\mu N^{L,R} \\ \mu N^{L,R} & \bar{T}^{L,R} > 3\mu N^{L,R} \end{cases} \quad 6-22$$

En la Ecuación 6-22 μN es el coeficiente de fricción en la superficie de contacto (punto). Al igual que en el estudio del (ERRI-D181, 1996) el valor utilizado para el mismo coeficiente fue de 0,3. El coeficiente de reducción de la fuerza de fluencia (tangencial de contacto) es:

$$\alpha^{L,R} = \frac{T^{L,R}}{\bar{T}^{L,R}} \quad 6-23$$



El modelo de fuerzas de fluencia no lineal se describe en (Shabana, 2007) de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} T_X \\ T_Y \end{bmatrix}_{L,R} = \alpha^{L,R} \begin{bmatrix} \bar{T}_X \\ \bar{T}_Y \end{bmatrix}_{L,R} \quad 6-24$$

La consideración del rozamiento propuesta por (Shen, 1983) se puede incorporar modificando la Ecuación 6-18 de Kalker de la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} T_X \\ T_Y \end{bmatrix}_{L,R} = \begin{bmatrix} -f_{\alpha 11} & 0 & 0 \\ 0 & -f_{\alpha 22} & -f_{\alpha 23} \end{bmatrix}_{L,R} \cdot \begin{bmatrix} \zeta_X \\ \zeta_Y \\ \varphi \end{bmatrix}_{L,R} \quad 6-25$$

donde los coeficientes $f_{\alpha ij}^{L,R}$ son:

$$f_{\alpha ij}^{L,R} = \alpha^{L,R} \cdot f_{ij}^{L,R} \quad 6-26$$

Interacción normal rueda-carril

En la gran parte de los modelos de interacción T-P en la literatura científica, se supone que el punto de contacto de la rueda se mueve de forma similar al de su correspondiente punto de contacto en el carril. Como decía Olmos⁷, esto implica que se considera una relación lineal entre el desplazamiento relativo rueda-carril en dirección normal y la fuerza de interacción normal. En otros estudios, se establece la interacción normal entre la rueda y el carril según la teoría de contacto no lineal elástica de Hertz ((Chen & Z., 2004);(Liu & R., 2009)). Según (Zhang & X., 2010), los resultados de los dos métodos, en la mayoría de los casos son muy parecidos porque la variación en la rigidez de Hertz es pequeña en el rango habitual de deformaciones. Por eso, en este estudio se ha utilizado el primer método para determinar el desplazamiento vertical z_w y el giro Rx_w del eje del tren en función del desplazamiento vertical de los puntos de contacto de los carriles, del perfil longitudinal de los carriles (irregularidades de la vía), y del desplazamiento lateral relativo eje-vía. Esto se estableció en la Ecuación 6-7. Además, las fuerzas normales de contacto rueda-carril $N^{L,R}$ se obtienen a partir de las ecuaciones de equilibrio dinámico de Newton-Euler de sumatorio de fueras en dirección vertical y de sumatorio de momentos respecto al eje x, una vez conociendo las demás

⁷ (Olmos, 2015) (p.128)



fuerzas que actúan sobre el eje (Figura 6-5). Estas ecuaciones se exploran más en detalle en el siguiente subcapítulo. (p.128)

Fuerzas de interacción sobre el eje. Ecuaciones de equilibrio del eje

Este subcapítulo se describen los procedimientos para calcular las fuerzas de interacción que actúan sobre el eje (Figura 6-5) en función de los movimientos de los g.d.l. del eje y del bogie en el modelo de vehículo, y de los movimientos de los g.d.l. establecidos en el modelo puente-vía. La Figura 6-5 muestra las fuerzas de contacto rueda-carril y las fuerzas verticales de interacción bogie-eje. Para completar las fuerzas actuantes sobre un eje, faltan las fuerzas horizontales de interacción bogie-eje y las fuerzas de inercia del eje actuando en su c.d.g. Las fuerzas de interacción horizontales eje-bogie, tanto laterales como longitudinales, ya están incluidas en el modelo dinámico del vehículo, ya que el desplazamiento lateral y_w y el giro Rz_w del eje del tren son g.d.l. en ese modelo. Los demás aspectos de las fuerzas sobre el eje se abordan a continuación.

Fuerzas verticales de interacción eje-bogie $F_T^{L,R}$

Las fuerzas verticales de interacción eje-bogie $F_T^{L,R}$ (Figura 6-4) se transmiten a través de los elementos verticales de la suspensión primaria del vehículo. Se pueden calcular utilizando las ecuaciones de comportamiento de un muelle y un amortiguador lineal, y se dan por:

$$F_T^L = k_{z1}(z_1 - z_3) + c_{z1}(\dot{z}_1 - \dot{z}_3)$$

$$F_T^R = k_{z1}(z_2 - z_4) + c_{z1}(\dot{z}_2 - \dot{z}_4)$$

6-27

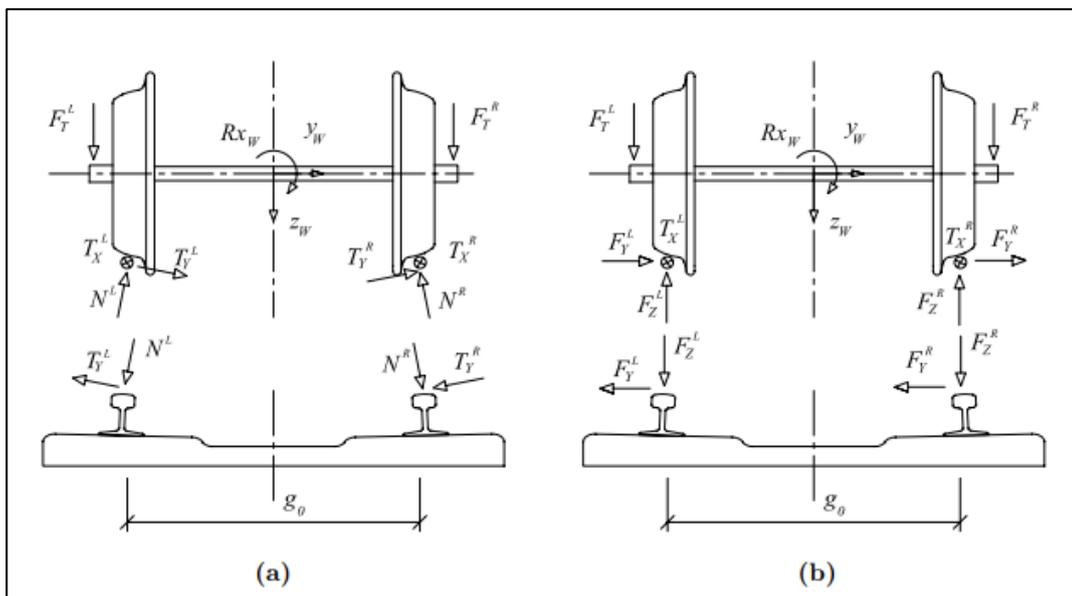




Figura 6-4 Fuerzas de contacto Rueda-Carril de un par de ruedas, a) Normal y Tangencial. b) Según ejes cartesianos

En la Ecuación 6-27 se presentan las constantes de amortiguamiento y rigidez verticales (k_{z1} , c_{z1}) y los desplazamientos y velocidades verticales de los puntos 1,2,3 y 4 (Figura 6-5), que son los puntos del eje y del bogie que conectan los elementos verticales de la suspensión primaria. Estas fuerzas $F_T^{L,R}$ se pueden expresar en términos de los movimientos de los g.d.l. del bogie y de los movimientos del c.d.g. del eje:

$$F_T^L = k_{z1}(z_T - j \cdot d_1 R y_T - b_1 R x_T) - k_{z1}(z_w - b_1 R x_w) + c_{z1}(\dot{z}_T - j \cdot d_1 \dot{R} y_T - b_1 \dot{R} x_T) - c_{z1}(\dot{z}_w - b_1 \dot{R} x_w) \quad 6-28$$

$$F_T^R = k_{z1}(z_T - j \cdot d_1 R y_T + b_1 R x_T) - k_{z1}(z_w + b_1 R x_w) + c_{z1}(\dot{z}_T - j \cdot d_1 \dot{R} y_T + b_1 \dot{R} x_T) - c_{z1}(\dot{z}_w + b_1 \dot{R} x_w)$$

En la Ecuación 6-28, el parámetro j toma el valor 1 ó -1, dependiendo si se trata del eje delantero o trasero del bogie.

Si en la Ecuación 6-28 se sustituye y se utilizan las expresiones cinemáticas de los movimientos del eje, ($z_w, R x_w$ y $\dot{z}_w, \dot{R} x_w$) indicadas en la Ecuación 6-7 y en la Ecuación 6-8, y las funciones geométricas de los subcapítulos *Fuerzas laterales de interacción rueda-carril* $F_y^{L,R}$ y *Ecuaciones de equilibrio. Fuerzas verticales de contacto rueda-carril* $F_z^{L,R}$, se puede obtener la ecuación de estas fuerzas en términos de los movimientos de los g.d.l. del sistema de vehículo y del puente y de las irregularidades de la vía:

$$F_T^{L,R} = F_T^{L,R}(k_{z1}, c_{z1}, \mathbf{u}_T, \dot{\mathbf{u}}_T, \mathbf{u}_w, \dot{\mathbf{u}}_w, y_I, \dot{y}_I, z_I^{L,R}, \dot{z}_I^{L,R}, y_D^{L,R}(\mathbf{u}_b), \dot{y}_D^{L,R}, z_D^{L,R}(\mathbf{u}_b), \dot{z}_D^{L,R}, t) \quad 6-29$$

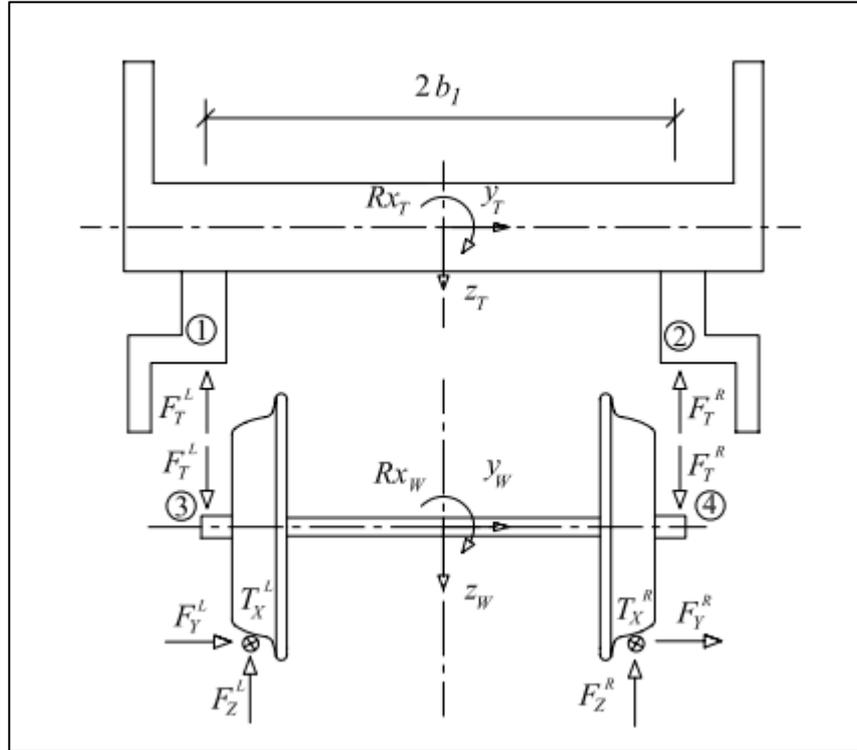


Figura 6-5 Interacción vertical eje-bogie

Fuerzas laterales de interacción rueda-carril $F_Y^{L,R}$

Si se representan las fuerzas de contacto, tangenciales y normales en las direcciones de los ejes x , y , y z (Figura 6-4) se obtiene:

$$F_X^{L,R} = T_X^{L,R}$$

$$F_Y^{L,R} = T_Y^{L,R} \cdot \cos\gamma^{L,R} \pm N^{L,R} \cdot \sin\gamma^{L,R}$$

6-30

$$F_Z^{L,R} = N^{L,R} \cdot \cos\gamma^{L,R} \mp T_Y^{L,R} \cdot \sin\gamma^{L,R}$$

En este modelo de interacción las fuerzas longitudinales y laterales ($F_X^{L,R}, F_Y^{L,R}$) de contacto se calculan con la Ecuación 6-30 utilizando las fueras tangenciales ($T_X^{L,R}, T_Y^{L,R}$) calculadas según la formulación presentada en el subcapítulo *Fuerza de contacto tangencial rueda-carril*. De esta forma, y utilizando además las relaciones cinemáticas (subcapítulo *Relaciones cinemáticas eje-vía*) y las funciones geométricas de los perfiles de rueda y carril (subcapítulo *Funciones geométricas para modelo con rueda de perfil completo*) se obtiene:



$$F_X^{L,R} = F_X^{L,R}(N_{k-1}^{L,R}, E, \nu, \mu, \mathbf{u}_W, \dot{\mathbf{u}}_W, y_I, \dot{y}_I, z_I^{L,R}, \dot{z}_I^{L,R}, y_D^{L,R}(\mathbf{u}_b), \dot{y}_D^{L,R}, z_D^{L,R}(\mathbf{u}_b), \dot{z}_D^{L,R}, t)$$

6-31

$$F_Y^{L,R} = F_Y^{L,R}(N_{k-1}^{L,R}, E, \nu, \mu, \mathbf{u}_W, \dot{\mathbf{u}}_W, y_I, \dot{y}_I, z_I^{L,R}, \dot{z}_I^{L,R}, y_D^{L,R}(\mathbf{u}_b), \dot{y}_D^{L,R}, z_D^{L,R}(\mathbf{u}_b), \dot{z}_D^{L,R}, t)$$

Para calcular estas fuerzas ($F_X^{L,R}, F_Y^{L,R}$), se utilizan en este modelo los valores de las fuerzas normales de contacto $N_{k-1}^{L,R}$ calculadas en la iteración anterior $k-1$ del proceso de resolución numérica.

Ecuaciones de equilibrio. Fuerzas verticales de contacto rueda-carril $F_Z^{L,R}$

Para determinar las expresiones de las fuerzas verticales de contacto (Figura 6-4b) en términos de los movimientos de los g.d.l. del eje en el modelo vehículo, se utilizan dos de las ecuaciones de equilibrio dinámico de Newton-Euler de un eje del tren. Estas dos ecuaciones son:

$$\sum F_Z = m_W \cdot \ddot{z}_W$$

6-32

$$\sum M_X = Ix_W \cdot \ddot{R}x_W$$

Despejando F_Z^L y F_Z^R se tiene:

$$F_Z^{L,R} = \frac{F_g}{2} - \frac{m_W}{2} \ddot{z}_W \pm \frac{Ix_W}{g_0} \ddot{R}x_W + \frac{r_W}{g_0} (F_Y^L + F_Y^R) + \left(\frac{1}{2} \pm \frac{b_1}{g_0}\right) F_T^L + \left(\frac{1}{2} \mp \frac{b_1}{g_0}\right) F_T^R$$

6-33

En la Ecuación 6-33, la fuerza F_g es la fuerza estática por eje del vehículo. Si se sustituyen los movimientos del eje \ddot{z}_W y $\ddot{R}x_W$ (Ecuación 6-33) por sus expresiones cinemáticas (Ecuación 6-9), se utilizan las funciones geométricas de los perfiles de rueda y carril y las expresiones de las fuerzas $F_Y^{L,R}$ y $F_T^{L,R}$ calculadas, se puede obtener una expresión de las fuerzas verticales de contacto $F_Z^{L,R}$ de la forma deseada:

$$F_Z^{L,R} = F_Z^{L,R}(N_{k-1}^{L,R}, E, \nu, \mu, m_W, Ix_W, \mathbf{u}_T, \dot{\mathbf{u}}_T, \mathbf{u}_W, \dot{\mathbf{u}}_W, \ddot{\mathbf{u}}_W, y_I, \dot{y}_I, \ddot{y}_I, \dots, z_I^{L,R}, \dot{z}_I^{L,R}, \ddot{z}_I^{L,R}, y_D^{L,R}(\mathbf{u}_b), \dot{y}_D^{L,R}, \ddot{y}_D^{L,R}, z_D^{L,R}(\mathbf{u}_b), \dot{z}_D^{L,R}, \ddot{z}_D^{L,R}, t)$$

6-34

Finalmente, para calcular la fuerza normal de contacto rueda-carril $N^{L,R}$ en la iteración actual k del proceso de resolución numérica, se utiliza la siguiente expresión:

$$N^{L,R} = \frac{F_Z^{L,R} \pm F_Y^{L,R} \cdot \sin \gamma^{L,R}}{\cos \gamma^{L,R}}$$

6-35



La Ecuación $N^{L,R} = \frac{F_Z^{L,R} \pm T_Y^{L,R} \cdot \sin \gamma^{L,R}}{\cos \gamma^{L,R}}$

6-35 se ha obtenido al despejar $N^{L,R}$ de la Ecuación 6-30c.

Irregularidades de la vía

En este estudio se tienen en cuenta los perfiles de las irregularidades aleatorias verticales, horizontales y de torsión de la vía, modelados para el estudio (Olmos, 2015).

En el modelo, se ha usado calidad de la vía de clase 5 F.R.A (Frýba L. , 1996). Esta clase tiene una desviación máxima vertical y horizontal de 4,63 mm y de 4,25 mm respectivamente. Se ha examinado un rango de longitudes de onda comprendido entre 3 m y 70 m. Con estas características, se han creado perfiles de vía irregulares de 300 m y se han montado adecuadamente. La vía con estas irregularidades puede considerarse una vía de línea de AV en mal estado de conservación (EN-13848-5, 2009). La norma europea (EN-13848-5, 2009) establece los requisitos mínimos para alcanzar los niveles de calidad de la vía geométrica para las líneas ferroviarias de AV.



7 Solución numérica

La implementación y solución numérica del modelo de interacción dinámica T-P utilizado en este estudio ha sido descrita en detalle en (Olmos, 2015).

Se han utilizado varios scripts en lenguaje MATLAB. Estos scripts construyen el sistema de ecuaciones del puente Ecuación 5-7 utilizando las matrices M_b , C_b , y K_b obtenidas previamente con el software ANSYS. Además, el código en MATLAB construye completamente el sistema de ecuaciones del tren Ecuación 5-7 y obtiene la solución numérica del problema.

El problema matemático por resolver consta de dos sistemas de ecuaciones diferenciales de segundo grado no lineales y acopladas. En este problema las no linealidades están asociadas al modelo de interacción eje-carril (o rueda-carril). Para los sistemas de ecuaciones del tren (Ecuación 5-7) y del puente (Ecuación 5-7), en el presente estudio, las funciones no lineales se localizan en los vectores de fuerza de interacción que actúan sobre el tren y sobre el puente (F_{vb} y F_{bv}).

La obtención de la solución numérica (respuesta dinámica en el dominio del tiempo) de un sistema dinámico a partir de sus ecuaciones de movimiento requiere el uso de un método de diferencias finitas para integrar las citadas ecuaciones a lo largo del tiempo. En este estudio se ha utilizado para ello el método θ de Wilson (Wilson, 2002) de pasos temporales. Como se trata de ecuaciones no lineales, el método de Wilson se combinó con el método de Newton-Raphson.

Sin embargo, el problema aquí se refiere a dos sistemas dinámicos acoplados, no a uno. Para resolver el acoplamiento entre los dos sistemas (tren y puente), se ha utilizado un proceso iterativo mediante cual en cada paso del tiempo del análisis, y en cada iteración del procedimiento Newton-Raphson para resolver el sistema de ecuaciones del puente, se utilizó otro procedimiento Newton-Raphson para resolver el sistema de ecuaciones del tren.

8 Validación del modelo de interacción utilizado

La validación del modelo de interacción T-P utilizado en este estudio se puede encontrar en la tesis doctoral de José Manuel Olmos (Olmos, 2015).



9 Simulación de cargas sísmicas

En este apartado se describe el procedimiento para generar movimientos sísmicos del suelo teniendo en cuenta la variación espacial de la acción sísmica. Este procedimiento es el seguido en estudios previos. En este estudio se han utilizado las series temporales de aceleraciones y desplazamientos del suelo generados en estudios previos (J. M. Olmos & Astiz, 2022).

Movimiento sísmico del suelo en los apoyos del puente

Para generar movimientos sísmicos se emplea un algoritmo basado en representación espectral (Shinozuka, 1988; Ahsan, 1991) y un esquema iterativo de (Deodatis, 1996) para generar historias de tiempo de movimiento del suelo sísmico (aceleración) en cada soporte de puente que son compatible con los espectros de respuesta prescritos por el Eurocódigo 8 («Eurocódigo 8: Proyecto de Estructuras Sismorresistentes», 2017). Las historias de tiempo de aceleración en los soportes de los puentes están correlacionadas de acuerdo con una función de coherencia dada, incluyen el efecto de propagación de ondas y tienen una duración específica de fuerte movimiento del suelo. Las historias temporales del movimiento del suelo se modelan como un proceso vectorial estocástico no estacionario modulado uniformemente. El algoritmo basado en la representación espectral y el esquema iterativo (Deodatis, 1996a) se explican a continuación.

Un algoritmo basado en representación espectral

$\ddot{u}_{gy, j}(t)$ y $\ddot{u}_{gz, j}(t)$ son el historial de tiempo de aceleración horizontal en la dirección y del suelo y la vertical del suelo historia del tiempo de aceleración respectivamente del j soporte del puente durante un sismo. El componente de los dos procesos vectoriales estocásticos no estacionarios se puede expresar como Ecuación 9-1.

$$\ddot{u}_{gk, j}(t) = A_j(t) \cdot a_{gk, j}(t)$$

$$k = y, z;$$

$$j = 1, 2, \dots, n$$

9-1

Dónde n es el número de apoyos del puente, (n° de pilares +2), $a_{gy, j}(t)$ y $a_{gz, j}(t)$ son los componentes de dos procesos vectoriales de aceleración estocástica estacionaria. $A_j(t)$ son las funciones moduladoras. Se dice que los procesos vectoriales estocásticos se modulan uniformemente porque la función de modulación es independiente de la frecuencia angular ω . Las funciones de modulación adoptadas en este estudio se detallan en la Ecuación 9-2.



$$A_j(t) = \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{t}{2}\right)^2 \text{ for } \frac{\lambda_{1j}}{c_s} \leq t \leq 2 + \frac{\lambda_{1j}}{c_s} \\ 1 \text{ for } 2 + \frac{\lambda_{1j}}{c_s} < t \leq 12 + \frac{\lambda_{1j}}{c_s} \\ \exp[-0.4 \cdot (t-12)] \text{ for } 12 + \frac{\lambda_{1j}}{c_s} < t \end{array} \right\} \quad 9-2$$

En la última expresión: λ_{1j} es la distancia entre el apoyo del puente nº 1 (primer pilar) y soporte de puente nº j . c_s es la velocidad de propagación de la onda sísmica en la superficie del suelo. c_s es 2000 m/s en este estudio. Con la formulación de la Ecuación 9-2, el efecto de propagación de ondas se considera adecuadamente. Las historias de tiempo de aceleración, $a_{gy, j}(t)$ y $a_{gz, j}(t)$ de la Ecuación 9-2 tienen valor medio igual a cero y espectro cruzado matrices de densidad dadas por la Ecuación 9-3 y siguientes:

$$S^k(\omega) = \left\{ \begin{array}{ccc} S^k_{1,1}(\omega) & \cdots & S^k_{1, np+2}(\omega) \\ & \cdots & \cdots \\ S^k_{np+2,1}(\omega) & \cdots & S^k_{np+2, np+2}(\omega) \end{array} \right\}, k = y, z \quad 9-3$$

$$S^k_{jj}(\omega) = S^k_j(\omega), j = 1, 2, \dots, n; k = y, z \quad 9-4$$

$$S^k_{jm}(\omega) = \sqrt{S^k_j(\omega) \cdot S^k_m(\omega)} \cdot \Gamma_{jm}(\omega), j, m = 1, 2, \dots, n; j \neq m; k = y, z \quad 9-5$$

Estos procesos de dos vectores, $a_{gy, j}(t)$ y $a_{gz, j}(t)$, son estacionarios porque sus propiedades estocásticas no dependen de cualquier instante t . La función de densidad espectral $S^k_{jm}(\omega)$, en la

$$\text{Ecuación } A_j(t) = \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{t}{2}\right)^2 \text{ for } \frac{\lambda_{1j}}{c_s} \leq t \leq 2 + \frac{\lambda_{1j}}{c_s} \\ 1 \text{ for } 2 + \frac{\lambda_{1j}}{c_s} < t \leq 12 + \frac{\lambda_{1j}}{c_s} \\ \exp[-0.4 \cdot (t-12)] \text{ for } 12 + \frac{\lambda_{1j}}{c_s} < t \end{array} \right\}$$

9-2 sólo depende de la frecuencia angular ω .

$$S^k_{jm}(\omega) = S^k_{jm}(\omega, t) \quad 9-6$$



En las funciones de densidad espectral cruzada Ecuación 9-5, el factor $\Gamma_{jm}(\omega)$ es la función de coherencia compleja del Eurocódigo 8, que se define en la Ecuación

$$A_j(t) = \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{t}{2}\right)^2 \text{ for } \frac{\lambda_{1j}}{c_s} \leq t \leq 2 + \frac{\lambda_{1j}}{c_s} \\ 1 \text{ for } 2 + \frac{\lambda_{1j}}{c_s} < t \leq 12 + \frac{\lambda_{1j}}{c_s} \\ \exp[-0.4 \cdot (t - 12)] \text{ for } 12 + \frac{\lambda_{1j}}{c_s} < t \end{array} \right\} \quad 9-2:$$

$$\Gamma_{jm}(\omega) = \exp[-\alpha^2 \cdot \omega^2 \cdot d_{jm}^2] \cdot \exp\left[-\frac{i \cdot \omega \cdot d_{jm, p}}{c_s}\right] \quad 9-7$$

La función de coherencia penaliza la densidad espectral cruzada correspondiente a los puntos j y m cuando están lejos. Es decir, cuando dos puntos están alejados, la influencia del movimiento del suelo generado en un punto sobre el movimiento del suelo generado en el otro será pequeña. d_{jm} es la distancia entre estos puntos, y $d_{jm, p}$ es la distancia entre estos puntos proyectados en la dirección de propagación de la onda sísmica. En el caso de este estudio, ambas distancias son iguales, $d_{jm} = d_{jm, p}$ porque se supone que la dirección de propagación de la onda sísmica coincide con la dirección longitudinal del puente. En la Ecuación 9-7, α es una constante y i significa $\sqrt{-1}$. Con esta función de coherencia se considera el efecto de pérdida de coherencia en los movimientos sísmicos del suelo no uniformes generados para este estudio. Para la simulación de cada componente del movimiento del suelo, en dirección horizontal y y en dirección z , en cada apoyo del puente j , se pueden utilizar las siguientes expresiones:

$$\ddot{u}_{gk, j}(t) = 2 \cdot A_j(t) \cdot \sqrt{\Delta\omega} \cdot \sum_{m=1}^j \sum_{l=1}^N |H_{jm}^k(\omega_l)| \cos(\omega_l \cdot t - \theta_{jm}^k(\omega_l) + \Phi_{ml}^k), k = y, z \quad 9-8$$

$$\omega_l = \left(l - \frac{1}{2}\right) \cdot \Delta\omega, l = 1, 2, \dots, N \quad 9-9$$

$$\theta_{jm}^k(\omega_l) = \tan^{-1} \left\{ \frac{\text{Im} [H_{jm}^k(\omega_l)]}{\text{Re} [H_{jm}^k(\omega_l)]} \right\} \quad 9-10$$

donde

N es el número de frecuencias consideradas, un número entero positivo lo suficientemente grande;



$\Delta\omega = (\omega_{up} / N)$ es el aumento de frecuencia;

ω_{up} arriba es la frecuencia de corte o la frecuencia más alta considerada;

$\Phi_{1l}, \Phi_{1l}, \dots, \Phi_{jl}$ son secuencias independientes de ángulos de fase aleatorios generados a partir de una distribución uniforme en el intervalo $[0, 2\pi]$;

$H_{jm}^k(\omega_l)$ es un elemento típico de la matriz triangular obtenida a partir de la descomposición de Cholesky de la cruz espectral matriz de funciones de densidad $S^k(\omega)$.

$$S^k(\omega) = H_k(\omega) \cdot H_k^T(\omega) \quad 9-11$$

El costo de la generación digital de muestra funciones, $\ddot{\mathbf{u}}_{gk,j}(t)$ en este caso, en un proceso estocástico simulado, se puede reducir drásticamente usando el Fast Fourier Técnica de transformada (FFT) Ecuación 9-7 se puede reescribir de la siguiente forma:

$$\ddot{\mathbf{u}}_{gk,j}(p \cdot \Delta t) = \text{Re} \left\{ \sum_{m=1}^j C_{jm}^k(q \cdot \Delta t) \cdot \exp \left[i \left(\frac{m \cdot \Delta\omega}{n} \right) (p \cdot \Delta t) \right] \right\} \quad 9-12$$

$$p = 0, 1, \dots, M \times n - 1, j = 1, 2, \dots, n$$

donde

$$q = 0, 1, \dots, M - 1 \quad \text{es el recuerdo de } p / M; M = 2 \cdot N;$$

n es el número de apoyos del puente (nº de pilas + 2);

$$\Delta t \quad \text{es un paso de tiempo } \Delta t \leq (2 \cdot \pi / 2 \cdot \omega_{up});$$

$C_{jm}^k(q \cdot \Delta t)$ es un vector de M componentes para cada jm subíndice que puede ser calculado como una FFT discreta del vector $B_{jm}^k(l \cdot \Delta\omega)$ Ecuación 9-13:

$$B_{jm}^k(l \cdot \Delta\omega) = \begin{cases} 2 \cdot \sqrt{\Delta\omega} \cdot H_{jm}^k(\omega_l) \cdot \exp \left[i \cdot \Phi_{ml}^k \right] & 1 \leq l \leq N \\ 0 & N < l \leq M \end{cases} \quad 9-13$$

En este estudio se ha utilizado la técnica FFT. Por otra parte, con el fin de generar funciones de muestra de historial temporal compatibles con el espectro de respuesta prescrito por el Eurocódigo



8 para cada soporte de puente, se ha implementado el esquema de (Deodatis, 1996a) en el código desarrollado para este estudio.

Esquema iterativo de Deodatis

A continuación se describen los espectros de respuesta del objetivo considerados para generar las funciones de muestra. En estos espectros se han tenido en cuenta los dos tipos de terreno encontrados en la ubicación del puente. En el caso de las pilas nº 8 a 11, el terreno consiste en suelo de grava suelta. En el resto de los apoyos del puente, incluidos los estribos, el terreno considerado es un suelo arcilloso, profundo y rígido.

El espectro de respuesta de aceleración elástica (horizontal o vertical) del Eurocódigo 8 («Eurocódigo 8: Proyecto de Estructuras Sismorresistentes», 2017) considerando sólo el 5% de amortiguamiento viscoso como referencia), para el apoyo del puente j tiene la siguiente estructura:

$$RSA_{k,j}(T) = \begin{cases} PGA_{k,j} \cdot \left[1 + (k-1) \cdot \frac{T}{T_{Bj}} \right] & 0 \leq T \leq T_{Bj} \\ k \cdot PGA_{k,j} & T_{Bj} \leq T \leq T_{Cj} \\ k \cdot PGA_{k,j} \cdot \left[\frac{T_{Cj}}{T} \right] & T_{Cj} \leq T \leq T_{Dj} \\ k \cdot PGA_{k,j} \cdot \left[\frac{T_{Cj} \cdot T_{Dj}}{T} \right] & T_{Dj} \leq T \leq 4s \end{cases} \quad 9-14$$

Los parámetros de la Ecuación 9-14 se indican en la Tabla 9-1 para la ubicación de los apoyos del puente.

Tabla 9-1 Parámetros de los espectros de respuesta de aceleración del objetivo para el movimiento del suelo y-horiz. y vertical para generar

Parameter	For $RSA_{y,j}$ (y-horiz ground motion)		For $RSA_{z,j}$ (vertical ground motion) Value at any support j	Description
	Value at supports $j=9$ to 12 (Loose gravel - G. Type D)	Value at rest of supports. (Stiff clays - G. Type C)		
$PGA_{k,j}$	$0.10 \cdot g \cdot (1.35/1.15) \text{ m/s}^2$	$0.10 \cdot g \text{ m/s}^2 (**)$	$0.10 \cdot g \cdot (0.9/1.15) \text{ m/s}^2 (*)$	Peak ground accel. at support j RSA factor
κ	2.5	2.5	3.0	
T_{Bj}	0.2 s	0.2 s	0.05	
T_{Cj}	0.8 s	0.6 s	0.15	Period parametres
T_{Dj}	2.0 s	2.0 s	1.0	

(*) Debido a que los movimientos sísmicos de tierra horizontales y verticales se van a utilizar al mismo tiempo para excitar el puente, $RSA_{z,j}$ se han multiplicado por un factor adicional de 0,3.



(**) El valor de la aceleración horizontal máxima del suelo $PGA_{y,j}$ en el apoyo $j \neq \{9, \dots, 12\}$, con arcillas rígidas como terreno, se ha considerado en este estudio como la PGA de referencia o la intensidad de referencia del sismo en el puente.

La metodología utilizada en este estudio (Tabla 9-1), es la explicada por (Deodatis, 1996b). Comienza utilizando el algoritmo de simulación basado en la representación espectral descrito en el subcapítulo *Movimiento sísmico del suelo en los apoyos del puente* para generar historias temporales estacionarias $a_{gy,j}(t)$ y $a_{gz,j}(t)$, que son compatibles con una función de coherencia $\Gamma_{jm}(\omega)$ y con una velocidad de propagación de la onda pero no con los espectros de respuesta previstos del Eurocódigo 8. Tras multiplicar estas historias temporales estacionarias por una función de modulación adecuada función moduladora $A_j(t)$ para introducir la no estacionariedad, la metodología de Deodatis actualiza las funciones de densidad espectral funciones S^k_j de los componentes del proceso vectorial como se muestra en la Tabla 9-2, genera nuevas historias temporales estacionarias de acuerdo con la matriz de densidad espectral cruzada actualizada, y los multiplica de nuevo por la función moduladora para introducir la no estacionariedad. Este procedimiento de actualización o iterativo se repite unas cuantas veces, 10 o menos, para que el espectro de respuesta de las historias temporales sea similar al prescrito por el Eurocódigo 8 (“Eurocódigo 8: Proyecto de Estructuras Sismorresistentes,” 2017).

Para calcular los espectros de respuesta de aceleración correspondientes a las historias temporales de aceleración del suelo generados $\ddot{\mathbf{u}}_{gk,j}(t)$ en el paso 5 del esquema de la Tabla 9-2 se pueden utilizar las siguientes ecuaciones.

$$\ddot{\mathbf{u}}(t) + 2 \cdot \zeta \cdot \omega_l \cdot \dot{\mathbf{u}}(t) + \omega_l^2 \cdot \mathbf{u}(t) = -\ddot{\mathbf{u}}_{gk,j}(t) \quad 9-15$$

$$RSA_{k,j}^{\ddot{\mathbf{u}}g^{(l)}}(\omega_l) \equiv \max_t \left| \ddot{\mathbf{u}}(t, \omega_l, \zeta) + \ddot{\mathbf{u}}_{gk,j}(t) \right| \quad 9-16$$

La Ecuación gobierna el movimiento de un sistema lineal de un solo grado de libertad, con frecuencia natural ω_l y amortiguamiento ζ sometido a la aceleración del $\ddot{\mathbf{u}}_{gk,j}(t)$. Fijando la ratio de amortiguación $\zeta = 0,05$ como referencia, la misma se puede resolver por el método de Newmark para todos los apoyos ($j = 1, 2, \dots, n$) y para todas las frecuencias ω_l consideradas en el estudio ($l =$



1, ..., N). La Ecuación define el espectro de respuesta de aceleración correspondiente a una historia temporal de aceleración del suelo.

El criterio de convergencia para el esquema iterativo de Deodatis no se puede establecer fácilmente, sino que en cambio, las iteraciones pueden detenerse cuando la forma del espectro de respuesta del objetivo es capturada por el espectro de respuesta de las simulaciones.

Por lo general, se requieren unas pocas iteraciones para lograr este objetivo, 10 o menos. Si el objetivo mencionado no se alcanza en las primeras iteraciones, el historial temporal simulado debe descartarse y generar una nueva (Deodatis, 1996a).

Tratamiento de consistencia del registro de sismos

Como se mencionó en el capítulo 9, el método utilizado en este estudio para obtener la respuesta del tren y el puente bajo un movimiento sísmico del suelo no uniforme se basa en la entrada de desplazamiento. Por lo tanto, las historias de tiempo de desplazamiento del movimiento del suelo vertical y lateral en cada soporte del puente son necesarias para calcular la acción sísmica.

Como (Xia, 2018) afirman: ... por integral directa de ellos (historias de tiempo de aceleración) para obtener las historias de tiempo de velocidad y desplazamiento puede resultar en líneas de tendencia de error. Por lo tanto, es necesario modificar las historias de tiempo de aceleración sísmica, para hacer que las velocidades sísmicas (del suelo) y los desplazamientos en el momento inicial (sismo) y el momento final (sismo) estén en un estado razonable (cercano a cero), es decir, a garantizar que satisfagan los principios fundamentales de la física. Esta modificación se denomina tratamiento de consistencia del registro de sismos.

En este caso, el registro de sismos significa historias de tiempo de aceleración generadas. El método de filtrado de paso alto en el dominio del tiempo se utiliza aquí como tratamiento mencionado. (Xia, 2018) explican que con este método, "...el historial temporal de aceleración sísmica (generado) es modificado por un filtro de paso alto con forma de oscilador de amortiguamiento crítico, para obtener los registros sísmicos [o movimientos] que satisfacen los requisitos de consistencia"

$$\ddot{\mathbf{u}}_{gk, j}(t) + 2 \cdot \omega_c \cdot \dot{\mathbf{u}}_{gk, j}(t) + \omega_c^2 \cdot \mathbf{u}_{gk, j}(t) = \ddot{\mathbf{u}}_{gk, j}^0(t)$$

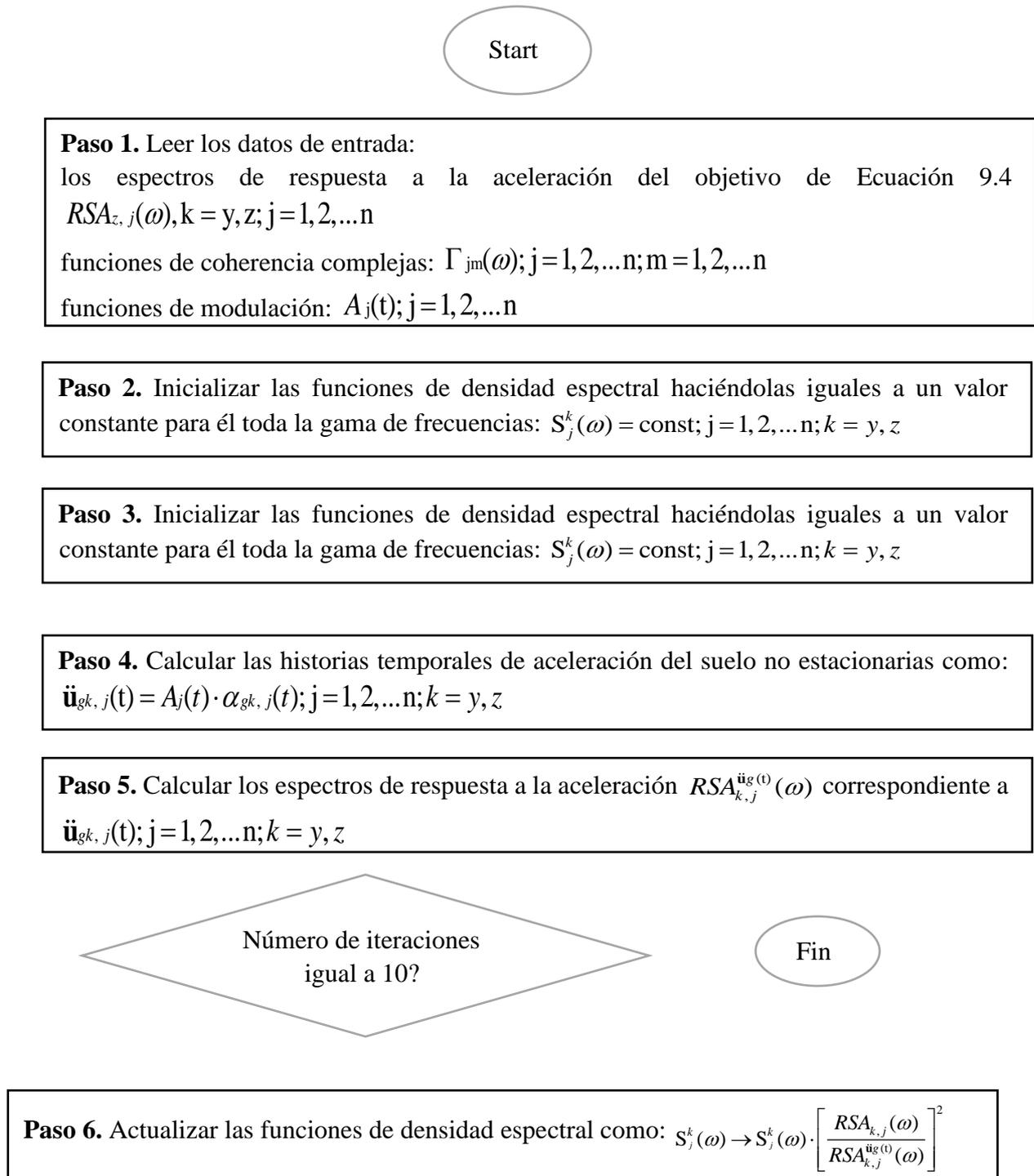
$$k = y, z; j = 1, 2, \dots, n$$

9-17



En la Ecuación 9-17 $\ddot{\mathbf{u}}_{gk,j}^0(t)$ significa la historia del tiempo de aceleración del suelo en los apoyos del puente antes de la modificación. Y $\ddot{\mathbf{u}}_{gk,j}(t), \dot{\mathbf{u}}_{gk,j}(t), \mathbf{u}_{gk,j}(t)$ son las historias de tiempo de aceleración, velocidad y desplazamiento en los apoyos del puente después del tratamiento. ω_c es la frecuencia angular del filtro.

Tabla 9-2 Esquema iterativo de Deodatis para simular las historias temporales de aceleración compatibles con el espectro de respuesta en los n puntos de apoyo del puente en la superficie del suelo.





Simulaciones sísmicas del movimiento del suelo

Con la formulación y el procedimiento descrito anteriormente, y los parámetros que se muestran en las Tabla 9-1 y Tabla 9-3, se han generado 54 conjuntos de muestras de historias de tiempo de desplazamiento y aceleración del suelo en el puente con la misma intensidad del sismo $PGA_{y,j} = 0.30g$ m/s^2 . Es decir, el movimiento del suelo de 54 diferentes eventos sísmicos no uniformes con la misma intensidad han sido simulados. Cada uno de estos eventos incluye movimientos concomitantes en y y z direcciones en cada apoyo del puente.

Tabla 9-3 Parámetros de simulación de movimientos sísmicos del suelo.

Parámetros	Valor	Descripción
$n = n_p + 2$	20=18+2	Número de soportes de puente (nº pila + 2 estribos)
ω_{up}	(40 Hz) * 2 * π	Mayor frecuencia considerada para el sismo
N	2048	Número de frecuencias sísmicas consideradas
$\Delta \omega = (\omega_{up} / N)$	(0.0195Hz) * 2 * π	Incremento de frecuencia
Δt	0.0125 s	Paso de tiempo de la simulación del sismo
t_{sim}	25 s	Duración del sismo generado
c_s	2000 m/s	Velocidad de propagación de la onda sísmica en la superficie del suelo
a	0.001 s/m	Coefficiente de función de coherencia
$const_y$	0.006 m^2/s^3	Valor inicial para las funciones de densidad espectral $S_j^y(\omega)$ en el esquema Deodatis
$const_z$	0.0045 m^2/s^3	Valor inicial para las funciones de densidad espectral $S_j^z(\omega)$ en el esquema Deodatis



ω_c

$(0.2 \text{ Hz}) * 2 * \pi$

Frecuencia de filtro en filtro de paso alto (tratamiento de consistencia del registro de tierra)

De los 54 eventos sísmicos generados en el puente, se ha seleccionado el que produce los efectos más adversos en la seguridad del tráfico, considerando el **índice de factor de descarrilamiento** y el **índice de fuerza lateral de rodadura** que se definen a continuación en este estudio. Para saber cuál de ellos era más perjudicial para la **seguridad del tráfico**, se han realizado 54 simulaciones de circulación de trenes, con el modelo de interacción T-P aquí descrito, sobre el puente a velocidades de 180 km/h a 340 km/h. Cada una de estas simulaciones se ha realizado con el evento sísmico generado de una $PGA_{y,j}=0.01g$ y $0.03g$ y se han medido los índices de seguridad vial mencionados anteriormente. Ejemplo de simulación de sismo del suelo bajo el puente con $PGA=0.03g$ se muestra en Figura 9-1.

El evento sísmico no uniforme de referencia cuando los trenes viajan fuera de puente es con una $PGA_{y,j}=0.25g, 0.30g, 0.35g$ y $0.40g$ y se han realizado 108 simulaciones con los tres tipos de trenes, ejemplo de simulación de sismo del suelo fuera del puente con $PGA=0.30g$ se muestra en Figura 9-2.

En las Figura 9-1 y Figura 9-2 se representan unas de las aceleraciones del suelo y los desplazamientos en el tiempo en dos apoyos del puente correspondientes al evento sísmico de muestra con $PGA = 0.03g \text{ m/s}^2$ de referencia en puente y con $PGA = 0.35g \text{ m/s}^2$ fuera del puente.

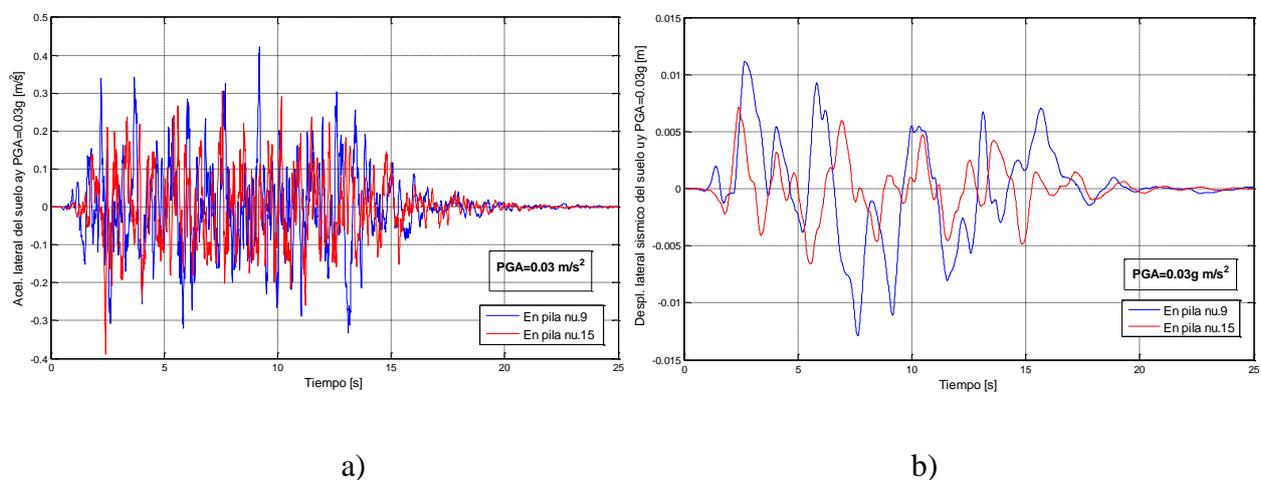


Figura 9-1 a) Aceleraciones lateral sísmicas del suelo en pila n.9 y pila n.15, $PGA=0.03g \text{ m/s}^2$. b) Desplazamientos laterales sísmicos del suelo en pila n.9 y pila n.15 $PGA=0.03g \text{ m/s}^2$



En la Figura 9-1 a, las amplitudes de las aceleraciones del suelo en pila 9 fueron mayores que las de pila 15. En la Figura 9-1 b, las amplitudes de los desplazamientos del suelo en el apoyo 10 del puente (pila 9), fueron mayores que las del apoyo 16 (pila 15). Esto se debió a que el terreno en el muelle 16 era menos rígido que en el de la pila 9 del puente, y por lo tanto los espectros de respuesta correspondientes en estos dos lugares eran diferentes. En estas figuras puede observarse el efecto de las condiciones variables del emplazamiento de este movimiento sísmico del terreno espacialmente variable. Por otra parte, en estas dos figuras con el desplazamiento, también puede observarse el efecto de paso de ondas. El movimiento sísmico del suelo comenzó antes en la pila 9 que en pila 15.

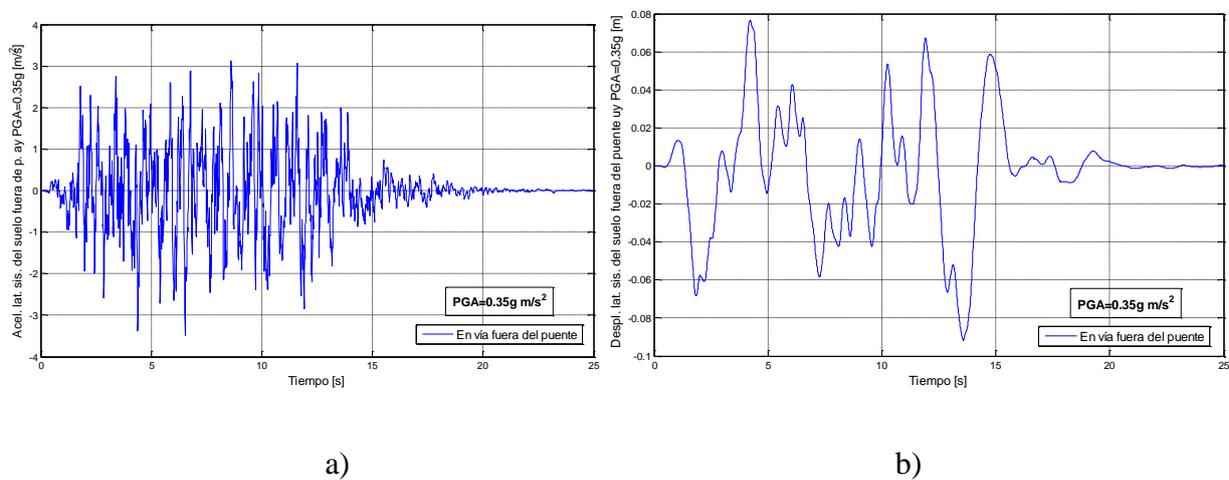


Figura 9-2 a) Aceleraciones lateral sísmicas del suelo fuera de puente, $PGA=0.35g \text{ m/s}^2$ b) Desplazamientos laterales sísmicos del suelo en vía fuera de puente $PGA=0.35g \text{ m/s}^2$

Tipo de sismos generados

El análisis del movimiento sísmico del suelo en diferentes ubicaciones tiene en cuenta factores que no se consideran en un sismo uniforme (mismo movimiento del suelo en todos los apoyos del puente). Estos factores incluyen el efecto de propagación de las ondas sísmicas, la falta de coherencia entre los movimientos del suelo en dos puntos diferentes y el efecto de sitio debido a diferentes tipos de terreno en cada apoyo del puente. Sismo en puente

Los sismos utilizados corresponden a los movimientos sísmicos del suelo totalmente variables a lo largo del puente. Este tipo de movimientos sísmicos se han generado siguiendo el procedimiento descrito anteriormente en este capítulo 9 y resumido en la Tabla 9-2. Este tipo de movimiento sísmico considera todos los efectos descritos de la variación espacial del movimiento sísmico a lo largo del puente. En estos sismos se considera el efecto de paso de onda mediante las funciones



moduladoras. La velocidad de paso de la onda sísmica en la superficie del suelo es c_s . La pérdida de coherencia entre los movimientos del suelo en dos puntos diferentes se tiene en cuenta mediante $\Gamma_{ji}(\omega)$ la función de coherencia compleja del Eurocódigo 8, y es un factor de la cruz-funciones de densidad espectral. Los efectos de sitio considerados en este tipo de movimientos sísmicos son los indicados en la Tabla 9-1. El terreno en los apoyos $j=9$ a $j=12$ (pila 8 a 11) es grava suelta (suelo tipo D según («Eurocódigo 8: Proyecto de Estructuras Sismorresistentes», 2017). Y el terreno en el resto de los apoyos es de arcillas rígidas (suelo tipo C según («Eurocódigo 8: Proyecto de Estructuras Sismorresistentes», 2017).

Sismo fuera del puente

En los sismos mencionados anteriormente, el movimiento sísmico del suelo ocurre en cada apoyo del puente (pilas y estribos), y también ocurre debajo de la vía que atraviesa el puente. Los movimientos sísmicos de la vía situada antes y después del puente se han modelado como un sismo uniforme, igual a los movimientos sísmicos del terreno en los estribos 1 y 2, respectivamente. Se ha considerado un tipo de sismo específico fuera del puente como un cálculo de referencia para evaluar la influencia del puente en la respuesta del tren durante un sismo.

Fuerzas sísmicas en el puente

Como se menciona anteriormente, las fuerzas sísmicas que actúan sobre el puente son función de los desplazamientos verticales y horizontales del terreno en cada apoyo (pilas y estribos):

$$\mathbf{u}_s(t) = (\dots \mathbf{u}_{gy, j(t)}, \mathbf{u}_{gz, j(t)}; j = 1, 2, \dots, n) \quad 9-18$$

El término $-\mathbf{K}_{bs} \cdot \mathbf{u}_s(t)$ se refiere a estas cargas sísmicas aplicadas directamente sobre los nudos próximos a los apoyos base en forma de fuerzas concentradas y momentos de flexión concentrados. En las Figura 9-3 y Figura 9-4, estas fuerzas sísmicas están representadas en los nodos mencionados del modelo de elementos finitos.

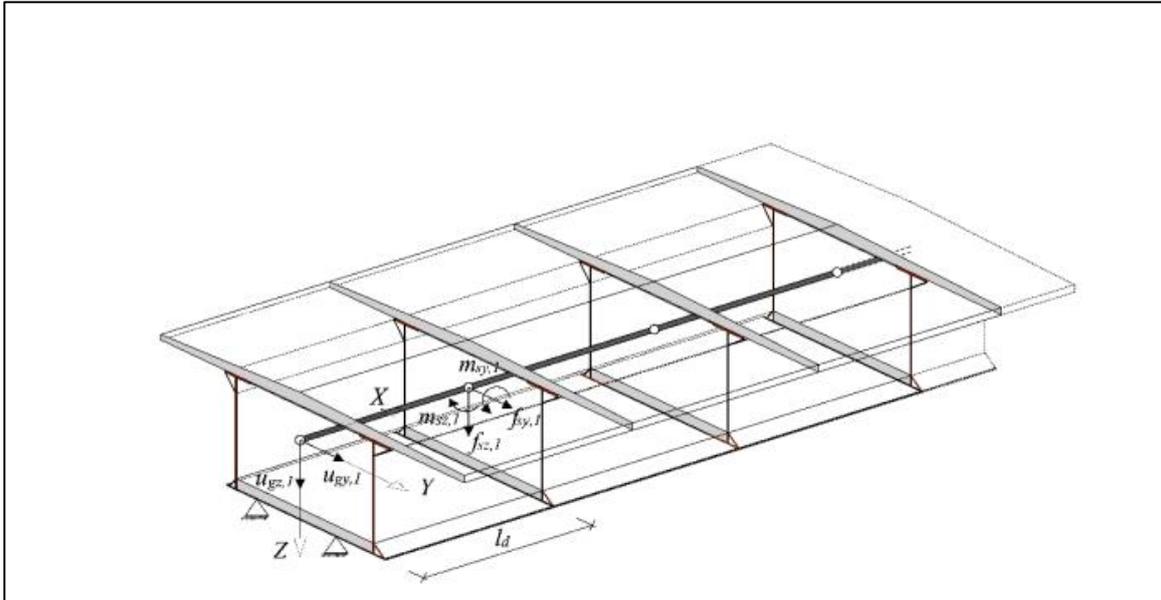


Figura 9-3 Fuerzas en el tablero del puente causadas por movimientos sísmicos del suelo ($\mathbf{u}_{gy,1}$; $\mathbf{u}_{gz,1}$) del pilar núm. 1.

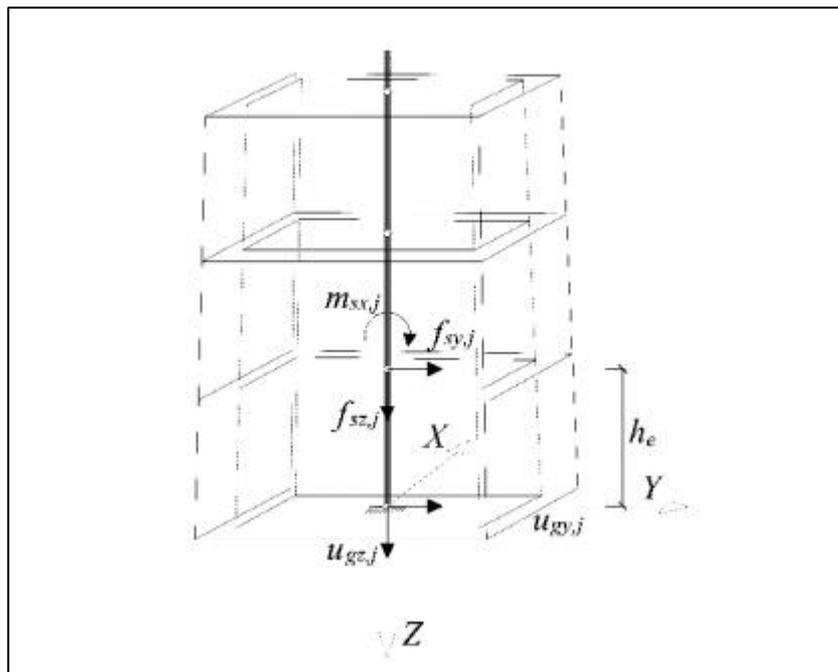


Figura 9-4 Fuerzas sobre un pilar causadas por el movimiento sísmico del suelo ($\mathbf{u}_{gy,j}$; $\mathbf{u}_{gz,j}$) en este lugar.

Estas fuerzas sísmicas que actúan sobre los nodos del modelo de puente cierran las bases de las pilas y los estribos, se pueden expresar de la siguiente manera.



$$f_{s, l}(t) = \begin{Bmatrix} f_{sx, 1} \\ f_{sy, 1} \\ f_{sz, 1} \\ m_{sx, 1} \\ m_{sy, 1} \\ m_{sz, 1} \end{Bmatrix} = 2 \begin{Bmatrix} 0 \\ \frac{12 \cdot E_d \cdot I_{zd}}{l_d^3} \cdot \mathbf{u}_{gy, 1}(t) \\ \frac{3 \cdot E_d \cdot I_{yd}}{l_d^3} \cdot \mathbf{u}_{gz, 1}(t) \\ 0 \\ \frac{3 \cdot E_d \cdot I_{yd}}{l_d^2} \cdot \mathbf{u}_{gz, 1}(t) \\ -\frac{6 \cdot E_d \cdot I_{zd}}{l_d^2} \cdot \mathbf{u}_{gy, 1}(t) \end{Bmatrix} \quad 9-19$$

$$f_{s, n}(t) = \begin{Bmatrix} f_{sx, 1} \\ f_{sy, 1} \\ f_{sz, 1} \\ m_{sx, 1} \\ m_{sy, 1} \\ m_{sz, 1} \end{Bmatrix} = 2 \begin{Bmatrix} 0 \\ \frac{12 \cdot E_d \cdot I_{zd}}{l_d^3} \cdot \mathbf{u}_{gy, 1}(t) \\ \frac{3 \cdot E_d \cdot I_{yd}}{l_d^3} \cdot \mathbf{u}_{gz, 1}(t) \\ 0 \\ -\frac{3 \cdot E_d \cdot I_{yd}}{l_d^2} \cdot \mathbf{u}_{gz, 1}(t) \\ \frac{6 \cdot E_d \cdot I_{zd}}{l_d^2} \cdot \mathbf{u}_{gy, 1}(t) \end{Bmatrix} \quad 9-20$$

$$f_{s, j}(t) = \begin{Bmatrix} f_{sx, 1} \\ f_{sy, 1} \\ f_{sz, 1} \\ m_{sx, 1} \\ m_{sy, 1} \\ m_{sz, 1} \end{Bmatrix} = 2 \begin{Bmatrix} 0 \\ \frac{12 \cdot E_{cp} \cdot I_{xp, j}}{h_{e, j}^3} \cdot \mathbf{u}_{gy, j}(t) \\ \frac{E_{cp} \cdot A_{p, j}}{h_{e, j}} \cdot \mathbf{u}_{gz, j}(t) \\ -\frac{6 \cdot E_{cp} \cdot I_{xp, j}}{h_{e, j}^2} \cdot \mathbf{u}_{gy, j}(t) \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad 9-21$$

En las ecuaciones anteriores,

l_d es la longitud del primer y último elemento finito de la cubierta (Figura 9-3).



I_{zd} , I_{yd} son los momentos de inercia de la sección del primer y último elemento finito del tablero.

$h_{e,j}$ es la longitud del primer elemento finito en el muelle j-1 (soporte j), el único elemento finito que está en contacto con la cimentación de apoyo (Figura 9-4).

$A_{p,j}$, $I_{xp,j}$ son el área de la sección y el momento de inercia x de la sección del primer elemento finito en el pilar j-1 (apoyo j).

E_d y E_{cp} son los módulos de elasticidad longitudinal del tablero y de las pilas respectivamente considerados en el modelo.

Implementación del sistema dinámico tren-puente

La solución numérica ya ha sido descrita en el capítulo 7 de este estudio.

Y su implementación se ha llevado al cabo de la siguiente manera.

Se ha escrito un código de software (Interaction Railway Bridges V1.0) en lenguaje MATLAB. Este código usa las matrices \mathbf{M}_b , \mathbf{C}_b y \mathbf{K}_b el sistema de ecuaciones puente... obtenido con el software ANSYS, construye el resto de la ecuación de movimiento del puente y la ecuación de movimiento del tren completa... y resuelve numéricamente el problema.

Para calcular numéricamente las soluciones de los sistemas de ecuaciones no lineales y obtener las respuestas del tren y del puente en el dominio del tiempo (movimientos) bajo acción sísmica, se ha utilizado un procedimiento iterativo y eficiente que combina el θ -método de paso de tiempo de Wilson (diferencias finitas) y el método de Newton-Raphson. Este método iterativo resuelve las ecuaciones de movimiento del puente y del tren por separado en cada paso de tiempo del análisis.



10 Amortiguadores de masa sintonizados

Introducción

En este capítulo se presenta un dispositivo llamado AMS (amortiguador de masa sintonizado) o TMD (tuned mass damper). Este dispositivo se incluye en el modelo del puente para evaluar cómo puede mejorar la respuesta del viaducto alto de Arroyo de las Piedras ante la acción del tren y el sismo. Los resultados de los análisis están representados en *subcapítulo Resultados de segunda fase del estudio*.

Amortiguadores de masa sintonizados

Definición y características

El concepto de AMS (amortiguador de masa sintonizado) fue utilizado por primera vez por Frahm en 1909 para reducir el balanceo y las vibraciones de los cascos de los barcos. Más tarde, Ormondroyd y Den Hartog presentaron investigaciones (Ormondroyd, 1928) sobre AMS y Den Hartog publicó un libro detallado sobre los parámetros de ajuste y amortiguación óptimos en las vibraciones mecánicas en 1940. La teoría original se aplicaba a un sistema de un grado de libertad no amortiguado sometido a una excitación de fuerza sinusoidal. Contribuciones significativas fueron hechas por (Warburton, 1981, 1982), (Warburton & Ayorinde, 1980), (Tsai & Lin, 1993) y (Connor, 2002).

Un AMS es un dispositivo de control pasivo que consta de una masa, un resorte y un amortiguador viscoso. Cuando se coloca en el sistema vibrante principal (la estructura), puede atenuar las vibraciones no deseadas si está sintonizado con la frecuencia de la estructura principal. La frecuencia del amortiguador se ajusta a una frecuencia estructural específica de modo que, cuando esa frecuencia se excita, el amortiguador resonará fuera de fase con el movimiento estructural. La energía se disipa a través de la fuerza de inercia del amortiguador que actúa sobre la estructura.

Ventajas y desventajas de los AMS

El sistema AMS puede ser efectivo para reducir las respuestas dinámicas estructurales y es de construcción sencilla y fácil de fabricar. No tiene un gran impacto en la función principal de la estructura y se utiliza ampliamente para reducir las respuestas estructurales inducidas por sismos o vientos. Sin embargo, el efecto del AMS en el control de vibración está principalmente determinado por la frecuencia principal y los modos de la estructura. Cuando la excitación es de banda estrecha



o la vibración está controlada por el modo principal, el efecto de amortiguación es excelente; en otro caso, el efecto de amortiguación es peor. Esto significa que el sistema AMS puede suprimir las respuestas dinámicas de la estructura principal en un rango estrecho de frecuencias de excitación.

Otro dispositivo de disipación pasiva que tiene una masa sintonizada de alguna manera es el TLD (amortiguador de líquido sintonizado), que utiliza agua u otros líquidos como masa en movimiento y se ha utilizado ampliamente para mitigar las vibraciones. El principio básico del TLD para disipar la energía de la estructura principal es el mismo que el del AMS. El TLD puede usar tanques de la estructura misma y no necesita ningún dispositivo especial. El TLD es más conocido debido a su fácil aplicación y economía. También tiene la ventaja de una pequeña amortiguación y el nivel puede restaurarse después de la vibración. Los amortiguadores pasivos sintonizados se pueden utilizar tanto en nuevas estructuras como en estructuras existentes para mejorar su productividad.

Aunque los sistemas de control pasivo (AMS) tienen la ventaja de ser de bajo costo y fáciles de mantener y no requieren energía externa, a menudo no son capaces de proporcionar una absorción precisa de los impactos. Por otro lado, el control inteligente está diseñado para mitigar con precisión las vibraciones.

Un sistema de amortiguador de masa activo (AMD) es una evolución del amortiguador de masa sintonizado pasivo y proporciona fuerzas de control entre la masa inercial y la estructura para ajustar la distribución de energía entre la estructura principal y la masa inercial. El AMD se compone de cuatro componentes: masa inercial, elemento de rigidez, elemento de amortiguación y el actuador. Cuando el AMD comienza a trabajar bajo cargas dinámicas, los sensores dispuestos en la estructura detectan el estado de las respuestas estructurales y lo envían al sistema de control. El sistema de control calcula las fuerzas de control necesarias y envía una señal de control a los actuadores, que aplican las fuerzas de control a la estructura a través de una masa adicional. Los actuadores de AMD suelen ser sistemas servo-actuadores electrohidráulicos o sistemas servomotores y son la parte importante del sistema de AMD para proporcionar control activo, lo que es necesario para consumir una gran cantidad de energía externa. Los sistemas AMD tienen un excelente efecto de mitigación en aplicaciones de resistencia a sismos o viento, pero son sensibles a la rigidez de la estructura y tienen un costo elevado. Este sistema de control puede superar el problema de retraso en el inicio de los amortiguadores de masa pasivos y mejorar su efectividad y estabilidad.

Por último, los AMS pasivos tienen varias ventajas en comparación con otros dispositivos de disipación de energía:



- Tienen poco efecto sobre la estructura principal, a diferencia de los sistemas de aislamiento.
- No requieren fuente de energía, al contrario de los sistemas activos de amortiguamiento si requieren.
- Diseño simple, construcción robusta y fácil mantenimiento.
- Altamente efectivo, proporcionando la máxima reducción de las amplitudes de vibración.
- Se pueden sintonizar en el sitio.
- Económicos.
- Pueden implementarse tanto en estructuras nuevas, como en obras existentes que presenten daños provocados por vibraciones.

En el presente estudio, el AMS utilizado en las simulaciones del estudio recogido en el subcapítulo *Resultados de segunda fase del estudio* sólo cuenta con el resorte, y no con el amortiguador viscoso. En la Figura 10-1 está representado un esquema de este amortiguador AMS situado en la cabeza de una pila tipo del puente O'Eixo en España. La masa, dibujada como un prisma rectangular, puede desplazarse sólo en dirección transversal al puente (o solamente horizontal), y está sujeta a la cabeza de la pila mediante el correspondiente resorte. La tesis del director J.M. Olmos se centra en el estudio de la respuesta del puente y los trenes a cargas de viento, utilizando instalaciones AMS en el puente O'Eixo. Este estudio será el primer estudio en examinar la respuesta del puente y los trenes a cargas sísmicas, utilizando instalaciones AMS en el puente Arroyo de las Piedras.

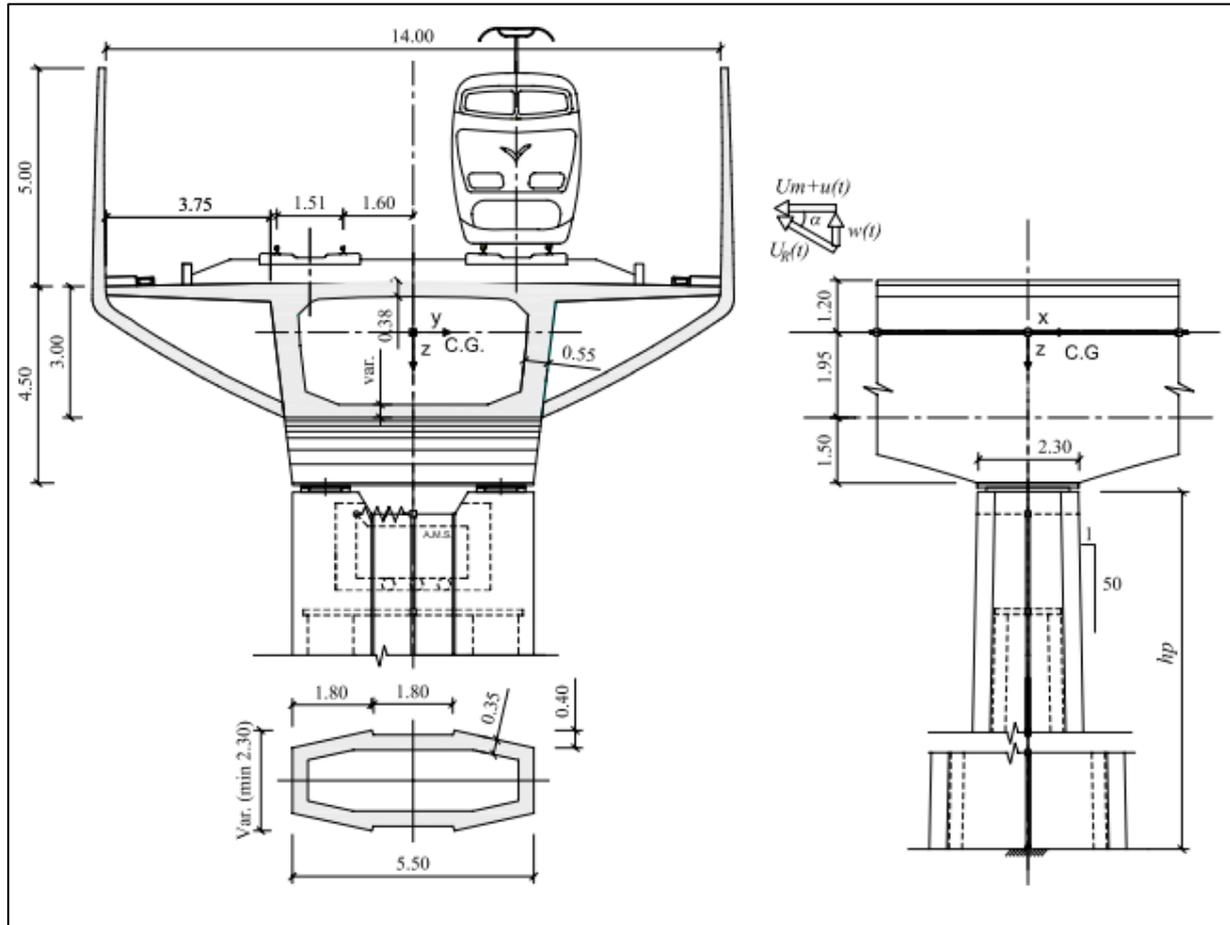


Figura 10-1 AMS en cabeza de pila del puente O'Eixo, España. Dimensiones en m. (Olmos, 2015)

Frecuencia principal de oscilación de la cabeza de cada pila

En el estudio de mejora de la respuesta dinámica de un viaducto alto (puente Arroyo de las Piedras) frente a la acción de los trenes y del sismo, se ha colocado un AMS (amortiguador de masa sintonizado) horizontal en la cabeza de cada una de sus pilas en el modelo de elementos finitos del viaducto. Esto se ha hecho con el objetivo de evaluar la atenuación de las vibraciones laterales del puente y su influencia en la mejora de la seguridad del tráfico. Los parámetros de masa y rigidez elegidos para estos AMS se describen en este capítulo. Para introducir este dispositivo en el modelo de elementos finitos del puente, se ha empleado el elemento masa puntual y el elemento spring-damper.

Como decía Olmos⁸, para que los amortiguadores de masa sintonizados funcionen correctamente, deben tener una masa y una rigidez del muelle determinadas de manera que **su frecuencia de oscilación coincida con la frecuencia principal de vibración del punto de la estructura** donde se coloca. Esta frecuencia suele ser la frecuencia fundamental de la estructura en el caso de edificios. En

⁸ (Olmos, 2015) p.210-211



este caso específico, los AMS se colocan en un viaducto alto y de gran longitud. La cabeza de una pila de este viaducto vibrará libre y lateralmente con una frecuencia principal que puede diferir de la de las demás pilas. En este subcapítulo se va a determinar la frecuencia principal de oscilación libre lateral de cada pila de este viaducto.

a) En la

Figura 10-2 y en la Figura 10-3, se muestran los primeros 4 modos de vibración lateral del puente Arroyo de las Piedras, y se indican sus frecuencias asociadas. Se puede ver que hay pilas que participan en varios modos de vibración del puente. Por ejemplo, la pila n° 9 participa en los cuatro primeros modos de vibración, aunque parece moverse menos en el modo 3. La pila n° 11, participa en todos los cuatro modos (de los representados en las siguientes figuras). Estas dos pilas, 9 y 11, van a vibrar con las frecuencias asociadas a los modos en los que participan. Dado que los AMS solo pueden actuar en una frecuencia (Ecuación 10-1), se plantea el problema de determinar cuál es la frecuencia principal en el movimiento lateral de cada pila. (p.210)

$$Fr_{AMS} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_{AMS}}{m_{AMS}}}$$

10-1

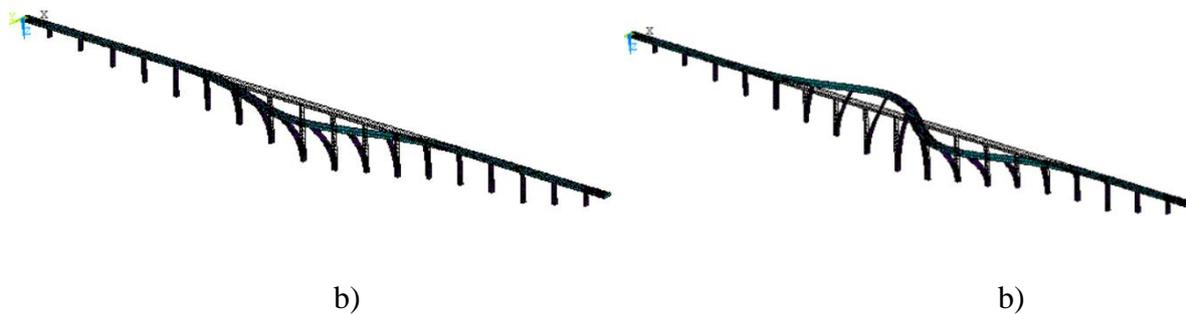


Figura 10-2 Modo 1: a) 0.341 Hz; Modo 2: b) 0.446 Hz de vibración lateral del puente Arroyo de las Piedras



Figura 10-3 Modo 3: a) 0.543 Hz; Modo 4: b) 0.617 Hz de vibración lateral del puente Arroyo de las Piedras



Para definir esta frecuencia en cada pila, se han realizado 18 simulaciones dinámicas, una para cada pila. En cada una de ellas se ha aplicado una carga inicial de 1000 kN en dirección transversal al puente en la cabeza de la pila y se ha dejado que la estructura oscile libremente.

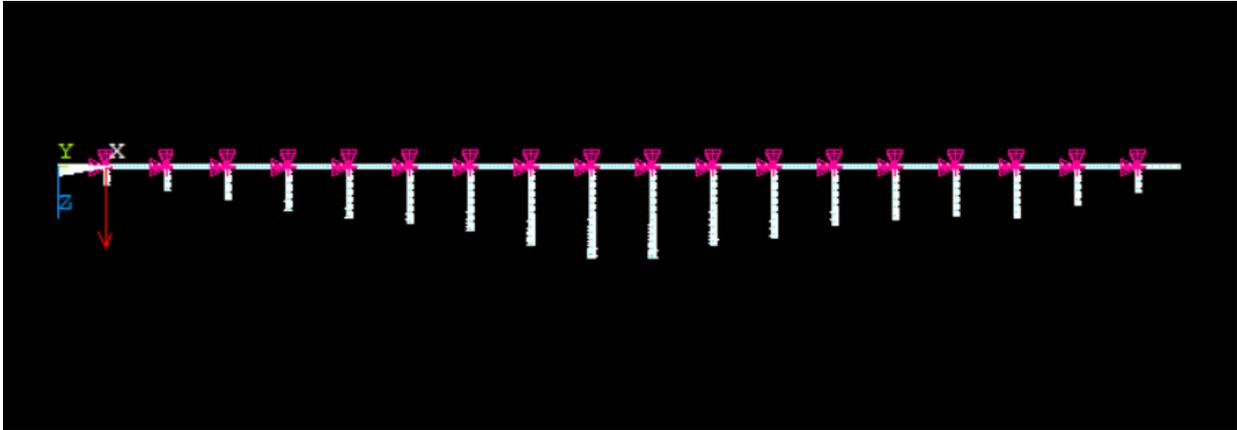


Figura 10-4 Carga de 1000 KN en las cabezas de las pilas

Se ha registrado el movimiento lateral de la cabeza de la pila en cuestión. Luego utilizando una transformada de Fourier discreta se han determinado las frecuencias involucradas en este movimiento de la cabeza de la pila. Además, se ha identificado la frecuencia con mayor peso en este movimiento.

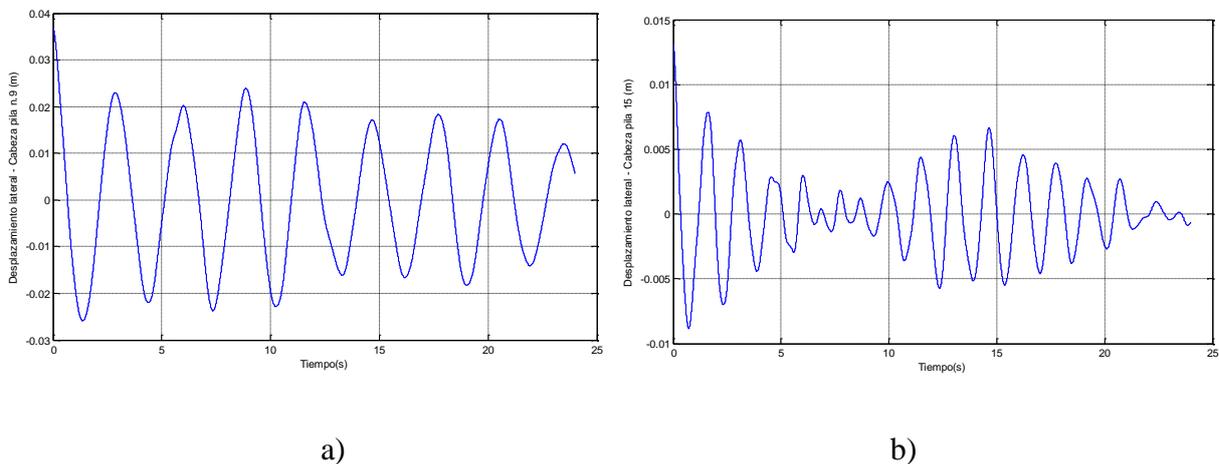


Figura 10-5 Oscilación libre lateral de la cabeza de las pilas del puente Arroyo de las Piedras [m]: a) n°9; b) n°15;

La Figura 10-5 muestra los desplazamientos (oscilaciones) libres laterales conseguidos de las simulaciones realizadas en las cabezas de las pilas 9 y 15. La Figura 10-6 es las transformada de Fourier de los desplazamientos mencionados anteriormente. A partir de estas gráficas, se ha determinado la frecuencia principal de oscilación lateral de la cabeza de cada pila de este viaducto



y corresponde con el pico más alto de cada una de las gráficas. Esta frecuencia se utilizará para sintonizar el sistema AMS colocado en la pila correspondiente.

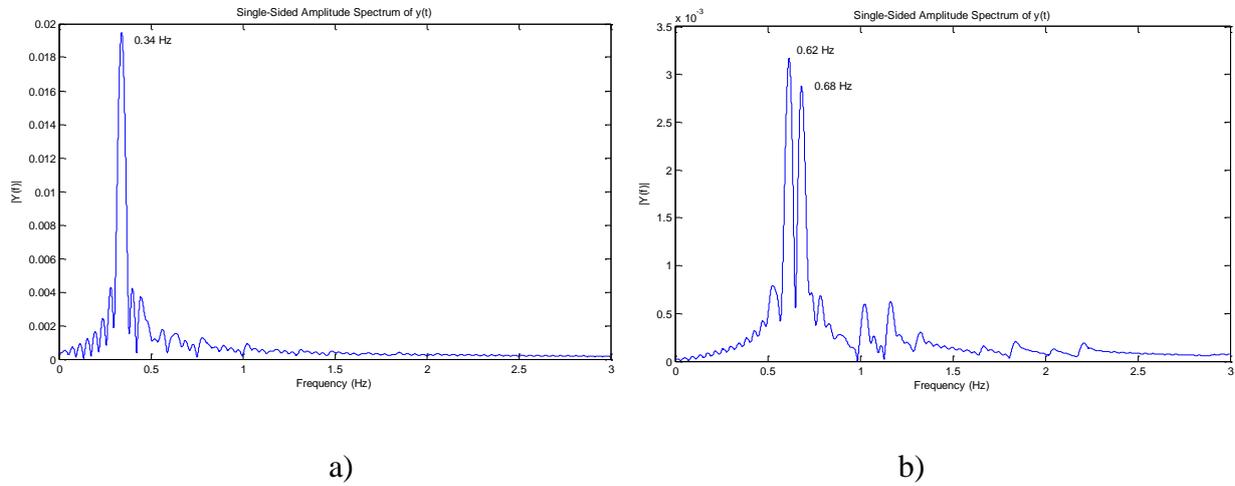


Figura 10-6 Espectros de desplazamientos laterales de la cabeza de las pilas del puente Arroyo de las Piedras [Hz]: a) n° 9; b) n° 15;

Sintonización de los amortiguadores de masa

- Identificar los modos de vibración de la estructura, que serán amortiguados

Las frecuencias de sintonización de los AMS de cada pila están recogidas en la Tabla 10-1.

Tabla 10-1 Frecuencias de sintonización de cada AMS

Pila n°	Frecuencia AMS (Hz)
1	2.349853516
2	2.037353516
3	1.15814209
4	0.885314941
5	0.680541992
6	0.542602539
7	0.446166992
8	0.341796875
9	0.340881348
10	0.340576172
11	0.341491699
12	0.446166992
13	0.542602539
14	0.616760254
15	0.617980957



16	0.681152344
17	1.016845703
18	2.895202637

Para conseguir que los amortiguadores AMS se muevan con esta frecuencia se ha obtenido la masa y la rigidez del resorte de la siguiente manera:

➤ Masa del AMS

Es común que la masa óptima de un AMS (amortiguador de masa sintonizado) se encuentre entre un 1% y un 10% de la masa total de la estructura a la que está conectado. Esto se debe a que una masa muy pequeña puede no tener suficiente inercia para suprimir adecuadamente las vibraciones, mientras que una masa demasiado grande puede resultar ineficiente y aumentar la carga en la estructura. Además, la masa óptima también puede depender de la frecuencia de vibración de la estructura y del rango de frecuencias que se quiere controlar. Es importante realizar un análisis detallado para determinar la masa óptima del AMS y asegurarse de que cumple con las necesidades específicas de la estructura. Pero como el puente tiene diferentes alturas de pilas y diferentes longitudes de vanos, aquí la masa de estos AMS $m_{AMS, j}$ toma el valor del 1% de la masa estructural y no estructural del tramo del tablero que carga la pila j más el 1% de la masa de la mitad superior de la pila j.

Las masas por pila están resumidas en Tabla 10-2.

Tabla 10-2 Masas de AMS

Pila nº	Masa de los AMS (kg)	Masa de los AMS (t)
1	8032.336777	8.03
2	8550.270822	8.55
3	9233.905205	9.23
4	9850.883171	9.85
5	10332.35538	10.33
6	10736.58871	10.74
7	11217.90301	11.22
8	12263.18574	12.26
9	13213.81635	13.21
10	13156.69949	13.16
11	12312.46803	12.31
12	11759.55508	11.76
13	10894.54272	10.89



14	10511.06959	10.51
15	10316.99389	10.32
16	10411.51576	10.41
17	9561.258034	9.56
18	8428.150224	8.43

➤ Rigidez del AMS

Una vez que se conoce la masa de los AMS, se puede calcular la rigidez $k_{AMS, j}$ del resorte del AMS instalado en la pila j . Eso se consigue despejando de la Ecuación 10-3, a través de la siguiente fórmula:

$$k_{AMS, j} = (2\pi \cdot Fr_{pila, j})^2 \cdot m_{AMS, j} \quad 10-2$$

siendo $Fr_{pila, j}$ la frecuencia de vibración principal (óptima) de la cabeza de la pila j , calculada en la sección anterior y recogida en Tabla 10-1.

$$Fr_{AMS, j} = Fr_{pila, j} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_{AMS, j}}{m_{AMS, j}}} \quad 10-3$$

Al diseñar e instalar estos sistemas de monitoreo y alerta temprana (AMS), es importante tener en cuenta el volumen que ocupará la masa del amortiguador, entre otros parámetros.

Para un AMS que tenga el 1% de la masa de referencia del puente, se esperaría que tenga un peso de alrededor de 13.2 toneladas. Esta masa podría construirse tanto de acero (con una densidad de 8.05 t/m³) como de fundición (con una densidad de 7.25 t/m³). En el caso de la fundición, el AMS de 1% ocuparía un volumen de 1.82 m³, lo que equivale a un cubo de 1.82 m de lado. Los AMS horizontales se colocan en la zona de la estructura que experimenta una mayor amplitud de vibración (pila 9 – 13.2 t). En el caso del puente mencionado, se han colocado horizontalmente en las cabezas de las pilas. La fijación al puente suele realizarse mediante uniones atornilladas o con placas de fijación. Es importante asegurarse de que el AMS esté adecuadamente sujeto al puente para evitar problemas de seguridad durante su funcionamiento.

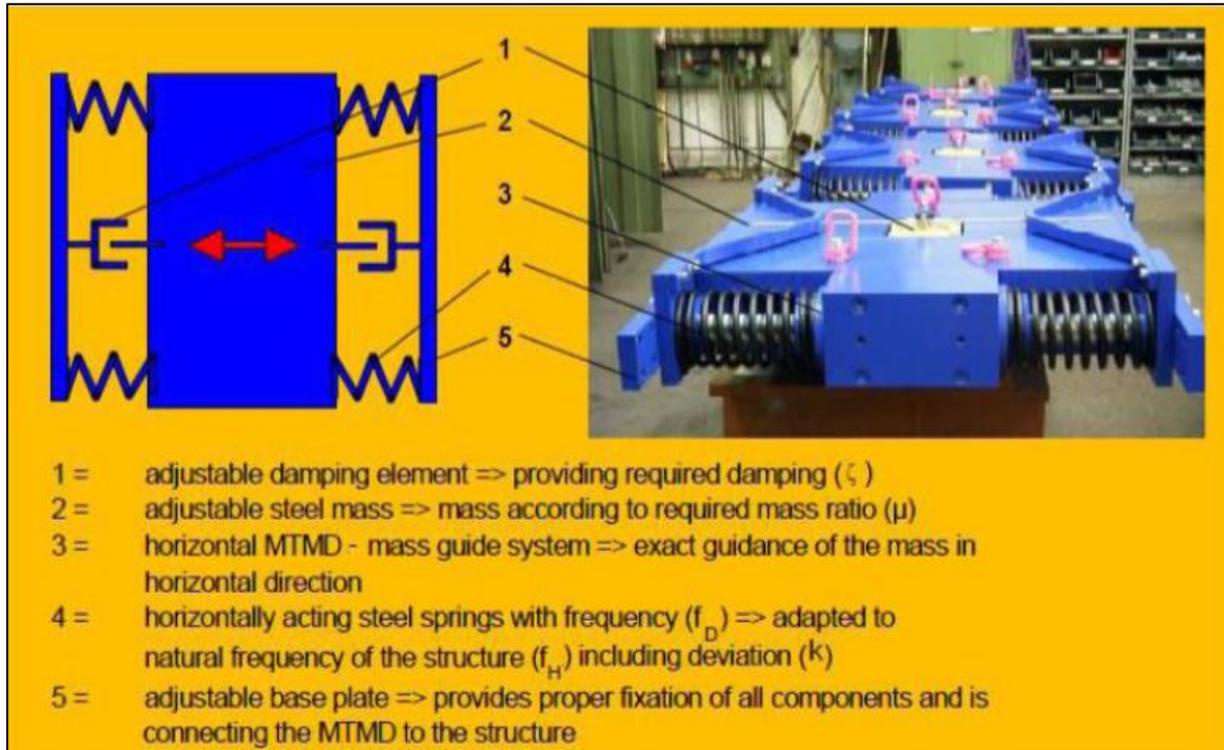


Figura 10-7 Descripción de los elementos de un AMS horizontal

El AMS horizontal de la Figura 10-7 lo vamos a usar solamente para ver mejor sus elementos, pero este no es el AMS que vamos a proponer para nuestro puente, porque es muy pequeño. En este AMS horizontal tenemos cuatro resortes y dos amortiguadores por dispositivo, el doble que en los verticales. Esto es debido a que en los verticales la propia gravedad limita el desplazamiento excesivo en la dirección vertical. Sin embargo, en los horizontales, no disponemos de esta ventaja, por lo que es necesario asegurar la masa con el doble de elementos. El rango de frecuencias habitual en el que trabajan estos AMS está comprendido entre **0.15 y 2.5 Hz**.

Para nuestro puente, debido a la masa y rigidez que hemos obtenido, proponemos este modelo de AMS horizontal pasivo (Figura 10-8).

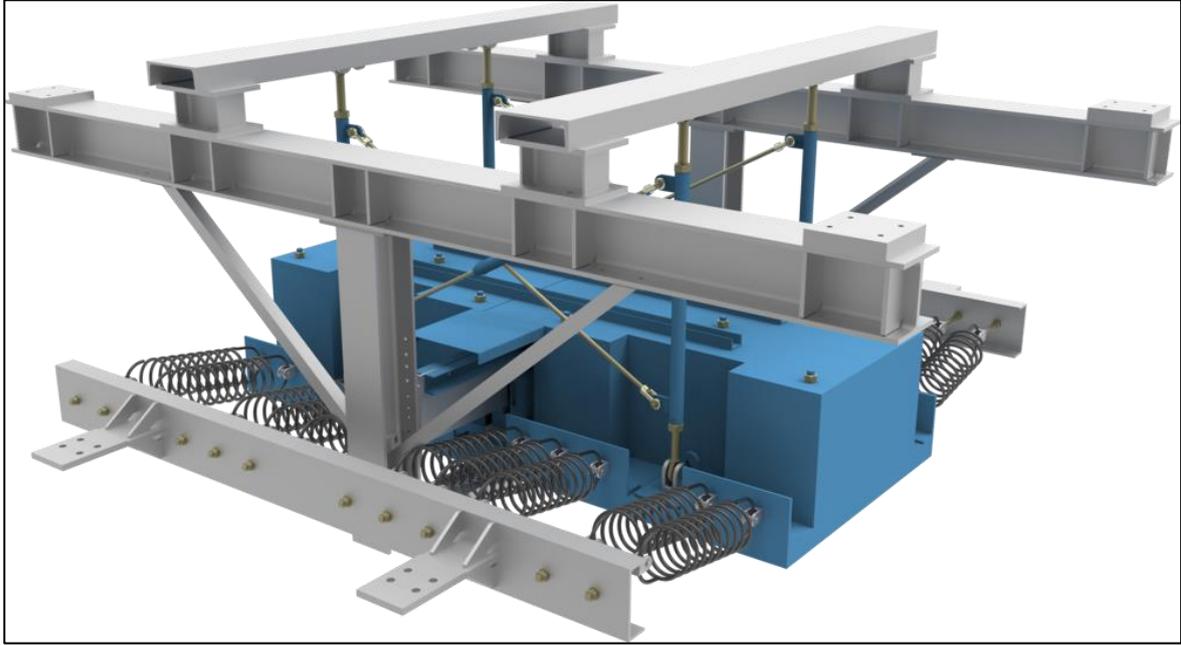


Figura 10-8 AMS Pasivo horizontal – Marca Schreiber Alemania

En el puente London Millennium – “The Wobbly Bridge” se ha usado un modelo de AMS horizontal similar a lo que estamos proponiendo en nuestro puente. Para mitigar las vibraciones inducidas por la carga peatonal se le adosaron dos AMD uno vertical y uno horizontal como se muestra en la Figura 10-9.

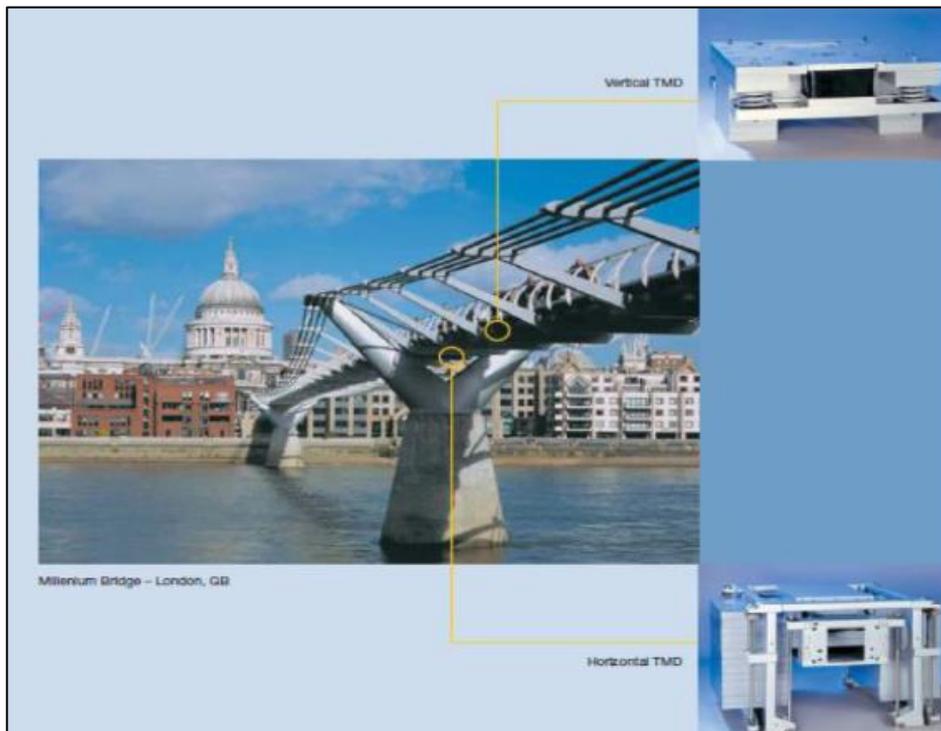


Figura 10-9 AMS en el Puente London Millennium



- “Shreiber”, Alemania
- “ESM Energie”, Alemania



Parte II. Estudios realizados





11 Resultados del análisis estático modal espectral

Del análisis estático modal obtenemos las frecuencias naturales de los modos de vibración de nuestro puente Arroyo de las Piedras. Estas frecuencias se deberán de evitar para que no aparezcan efectos de resonancia como sucedió en algunas estructuras famosas como el Millennium Bridge (Londres) o el puente Tacoma Narrows (EE. UU.). La Tabla 11-1 siguiente muestra las frecuencias naturales (propias) del viaducto de los 336 primeros modos de vibración.

Tabla 11-1 Modos y frecuencias naturales del viaducto Arroyo de las Piedras

MODOS	FRECUENCIAS (HZ)				
		36	2.618637358	73	5.671867833
		37	2.626089753	74	5.740286796
1	0.340850475	38	2.691693359	75	5.769628878
2	0.446252535	39	2.701087943	76	5.826075735
3	0.542771313	40	2.795271756	77	5.844322301
4	0.616547158	41	2.81507586	78	5.856792611
5	0.682063606	42	2.895429744	79	5.893918865
6	0.774475384	43	2.946265675	80	5.951090734
7	0.885991446	44	3.056568949	81	5.982699857
8	1.015809085	45	3.130933419	82	6.00259352
9	1.158441879	46	3.284686673	83	6.104794517
10	1.158781407	47	3.44771087	84	6.145015812
11	1.311296484	48	3.534053009	85	6.218105487
12	1.365115029	49	3.549100574	86	6.305919458
13	1.396202851	50	3.585282461	87	6.361549881
14	1.446979197	51	3.599407138	88	6.367511623
15	1.477774386	52	3.662427146	89	6.402074876
16	1.514614806	53	3.780582093	90	6.45020492
17	1.597558615	54	3.932411214	91	6.450380269
18	1.658641585	55	4.162266821	92	6.454063353
19	1.69270199	56	4.190714695	93	6.593011318
20	1.723960578	57	4.367459868	94	6.6089383
21	1.754582554	58	4.380753442	95	6.698328224
22	1.798368714	59	4.580321035	96	6.724713614
23	1.832767128	60	4.58727176	97	6.834494273
24	1.911675624	61	4.597745871	98	6.849006033
25	2.030760529	62	4.816678864	99	6.871267935
26	2.037544193	63	4.842192597	100	6.881117825
27	2.153206929	64	5.067652872	101	6.930350187
28	2.170369537	65	5.091653509	102	6.937570688
29	2.19864128	66	5.160700357	103	7.102222578
30	2.227285006	67	5.230573774	104	7.175163352
31	2.275738185	68	5.467947396	105	7.196205249
32	2.324144327	69	5.520499087	106	7.214107524
33	2.350720637	70	5.549646316	107	7.224819101
34	2.396668427	71	5.613113818	108	7.267484009
35	2.51087191	72	5.662896832	109	7.359684717



Estudio de la influencia del tipo de tren de alta velocidad en el riesgo de descarrilamiento sobre un viaducto durante la acción de un sismo

110	7.377002042	157	10.5242282	204	14.35579792
111	7.438079205	158	10.59230057	205	14.36163333
112	7.445535035	159	10.6650505	206	14.40323491
113	7.457003474	160	10.76811994	207	14.41858024
114	7.4714382	161	10.7866238	208	14.43821653
115	7.549639065	162	10.86235875	209	14.47477438
116	7.617816222	163	10.9176593	210	14.69748924
117	7.695222212	164	10.92764104	211	14.72607422
118	7.809364976	165	10.9703713	212	14.860213
119	7.85769625	166	11.1171775	213	15.03520617
120	7.952043098	167	11.20406041	214	15.07874204
121	7.977627461	168	11.29345907	215	15.10505607
122	8.111595451	169	11.46951181	216	15.18726447
123	8.118376227	170	11.59774026	217	15.30433453
124	8.141299872	171	11.60662845	218	15.36749719
125	8.175370483	172	11.848677	219	15.47002815
126	8.223613351	173	11.85441076	220	15.73800242
127	8.290090712	174	11.9593578	221	15.78016468
128	8.406171649	175	12.02073814	222	15.80215713
129	8.413399361	176	12.25815622	223	15.98194498
130	8.502332412	177	12.29084814	224	16.14288386
131	8.51601312	178	12.38629305	225	16.19197922
132	8.627259822	179	12.48284465	226	16.20958244
133	8.711729518	180	12.5386947	227	16.22188558
134	8.915368429	181	12.5555639	228	16.41707459
135	9.006395973	182	12.86801073	229	16.43084872
136	9.030001288	183	12.89316506	230	16.49839929
137	9.139213826	184	12.95753534	231	16.64450055
138	9.143036619	185	12.99261175	232	16.69582787
139	9.164552077	186	13.15016926	233	16.8456768
140	9.237301101	187	13.15089562	234	17.07837207
141	9.306534006	188	13.26642957	235	17.13170932
142	9.383296285	189	13.28774284	236	17.1705146
143	9.403654889	190	13.3963577	237	17.27604291
144	9.446501251	191	13.40789602	238	17.31933502
145	9.452909609	192	13.51345351	239	17.3291347
146	9.54598281	193	13.6066864	240	17.45294685
147	9.592003032	194	13.61090389	241	17.49062241
148	9.836043854	195	13.69368076	242	17.59832718
149	9.882827199	196	13.78552019	243	17.71523794
150	9.906583764	197	13.82799363	244	17.79394319
151	10.11127433	198	13.86190043	245	17.821301
152	10.14852013	199	14.11340122	246	17.97292916
153	10.17846894	200	14.1337316	247	18.00514519
154	10.33508029	201	14.2244987	248	18.20120238
155	10.34888076	202	14.25651118	249	18.52285252
156	10.43722892	203	14.33970603	250	18.54393594



251	18.5736963	298	22.68346695
252	18.57568082	299	22.70011764
253	18.67234321	300	22.89874744
254	18.89932779	301	23.00008971
255	19.00111301	302	23.00816821
256	19.03894511	303	23.29903434
257	19.06735047	304	23.3138697
258	19.08263509	305	23.5087825
259	19.12418789	306	23.51628065
260	19.17429212	307	23.6132139
261	19.27922902	308	23.72051463
262	19.36976999	309	23.79740057
263	19.54313438	310	23.82105874
264	19.54942309	311	23.9499174
265	19.56904045	312	24.04922322
266	19.58621361	313	24.21081848
267	19.68890114	314	24.27974012
268	19.74746099	315	24.29954685
269	19.83717414	316	24.38271144
270	19.90473137	317	24.56190592
271	19.97303021	318	24.65069392
272	20.08927165	319	24.83124989
273	20.19906132	320	24.86113644
274	20.24580289	321	24.93071466
275	20.2750959	322	25.00965756
276	20.33199687	323	25.16643175
277	20.33539118	324	25.2636086
278	20.43678834	325	25.28632882
279	20.59666981	326	25.2868597
280	20.67210644	327	25.33998378
281	20.73907109	328	25.41722722
282	20.74791846	329	25.47327236
283	20.98072132	330	25.64092652
284	21.06776306	331	25.66659023
285	21.08478676	332	25.8066475
286	21.30228521	333	25.92398894
287	21.35014118	334	25.98292677
288	21.35031668	335	26.05330173
289	21.4321132	336	26.21853044
290	21.6671423		
291	21.81497201		
292	21.92717091		
293	21.97797679		
294	22.2437747		
295	22.33531651		
296	22.39241765		
297	22.44611725		



A continuación se muestran unas figuras de las deformaciones que se producen en la estructura debido a algunos de los modos de vibración (lateral o vertical) y sus frecuencias.

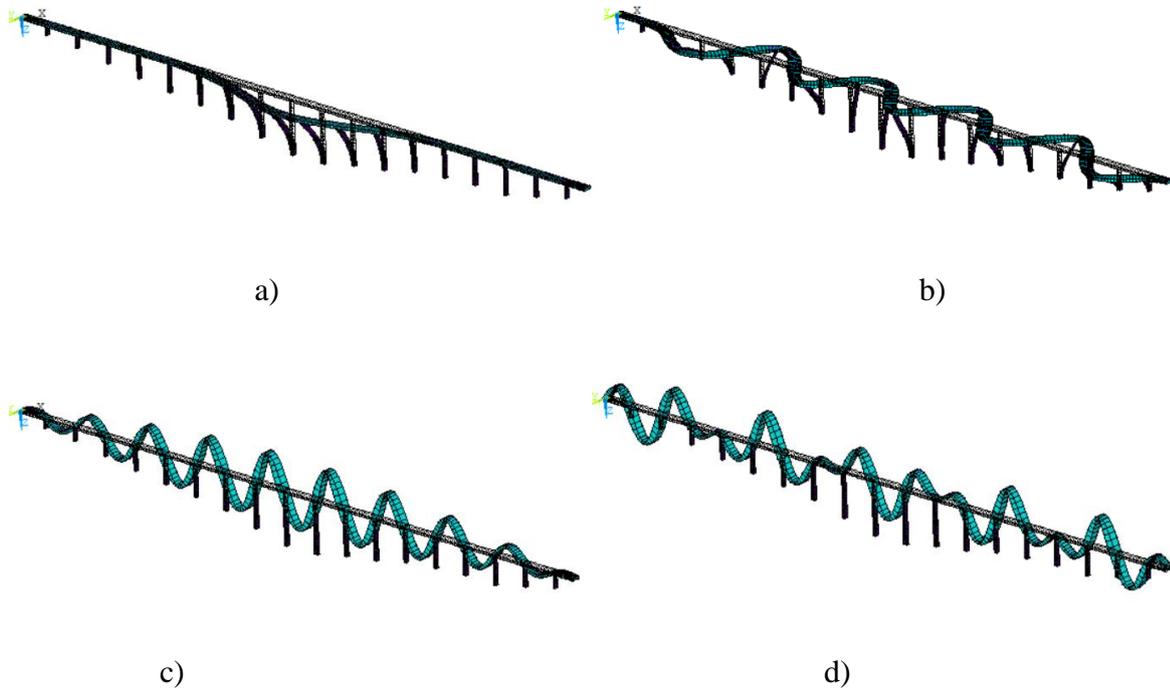


Figura 11-1 Frecuencias de los modos de vibración. Análisis dinámico modal

a) Modo de v. lateral 1. 0.340 Hz, b) Modo v. lateral 10. 1.159 Hz, c) Modo v. vertical 12. 1.365 Hz, d) Modo v. vertical 17. 1.598 Hz.



12 Estudio de la respuesta dinámica del viaducto “Arroyo de las Piedras” de línea de alta velocidad por el paso de los tres trenes

Introducción

El objetivo del estudio, cuyos resultados se recogen en el presente capítulo, es conocer la flexibilidad lateral del puente en la seguridad del tráfico ferroviario, cuando los tipos de trenes (explicados en capítulo 5) viajan sobre el viaducto Arroyo de las Piedras, de una línea de alta velocidad. Para este estudio se han realizado una serie de simulaciones dinámicas utilizando los siguientes modelos dinámicos que ya han sido descritos en capítulos previos:

Modelo B de puente. Considera la vía rígida (capítulo 3 y Figura 4-7).

Modelo de interacción no lineal eje-vía con perfil cónico de la rueda (capítulo 6).

Modelo multi-body para vehículo tipo convencional (subcapítulo Tren de alta velocidad tipo convencional RENFE S 103 (Siemens)), tipo articulado (subcapítulo Tren tipo articulado Thalys S 100 (Alstom)) y tipo regular (subcapítulo Tren tipo regular RENFE S 130 (Talgo)).

Los trenes de AV considerados en este estudio son el AVE S-103 (Tipo ICE-3), AVE S-100 (tipo Thalys) y AVE S-130 (tipo Talgo) cuyas características dinámicas están recogidas en el capítulo 5 de este documento.

Descripción de los casos simulados

El presente estudio se ha desarrollado en tres fases.

En la primera fase, se ha estudiado la seguridad del tráfico (RSPT) en la respuesta de los trenes y del puente, viajando fuera del puente y sobre el puente bajo la acción de sismo. Se han realizados varias simulaciones dinámicas con los trenes viajando a diferentes velocidades y bajo diferentes intensidades de sismo. Cada tipo de tren viajaba 9 veces fuera del puente y 9 veces sobre el puente con velocidades entre los 180km/h y los 340 km/h, con incremento de velocidad de 20km/h.

Para mejorar la respuesta del puente obtenida de la primera fase, en la segunda fase hemos evaluado la respuesta de los trenes y del puente, obviamente solo sobre el puente, introduciendo amortiguadores de masa sintonizados (AMS).



En la fase tres se ha estudiado la probabilidad de ocurrencia de un tipo de sismo en la localidad del puente, Arroyo de las Piedras y otro estudio, para estudiar la probabilidad de ocurrencia de un tipo de sismo en otra localidad, Granada.

Comprobación de los estados de límite de servicio

El objetivo de este estudio es comprobar los estados de límites de servicio solamente por seguridad de tráfico, que son referentes a la respuesta dinámica del puente y de los trenes.

- Por seguridad del tráfico:
 - Asociados a la respuesta del puente (Ferrocarriles., 2010) y Eurocódigo EN1990:2002/A2 (2005):
 - Aceleración transversal del tablero. $a_h, \max \leq 1.4 \text{ m/s}^2$ (Sólo Código chino de diseño de puentes de ferrocarril de alta velocidad).
- Asociados a la respuesta del vehículo (EN-14363, 2005):
 - Máxima aceleración lateral de las locomotoras y los coches de pasajeros.
 - Factor de descarrilamiento de un eje $DF = Y Q < 0.8$.
 - Máxima fuerza lateral eje-vía. Criterio de PRUD'HOMME $(P Y) / (10 + P_0 3 \text{ (kN)}) < 1$.
 - Aceleración lateral de la caja del vehículo $u^V, y \leq 1.0 \text{ m/s}^2$ (Sólo (Zhang & X., 2008) y Código chino).

Resultados de primera fase del estudio

Análisis de seguridad de tráfico (RSPT) realizado

En una primera parte de este estudio, se ha estudiado la respuesta de los trenes (aceleraciones y factores de seguridad de tráfico) cuando los trenes están viajando fuera del puente y se produce un sismo fuerte. Y en una segunda fase del estudio, se han realizado simulaciones de viajes de los trenes sobre el viaducto estudiado bajo la acción de sismos moderados.



Se han realizado varias simulaciones o viajes de los trenes con eventos sísmicos. Se han hecho simulaciones con los trenes viajando en vía fuera del puente y en vía sobre el puente. En las simulaciones los trenes han viajado a las siguientes velocidades 180, 200, 220, 240, 260, 280, 300, 320 y 340 km/h. Para cada velocidad de viaje de los trenes, en vía fuera del puente se han probado sismos fuertes de aceleración máxima del suelo (PGA) de 0,25g, 0,30g, 0,35g y 0,40g. En vía sobre el puente, se ha probado sismo moderado de aceleración máxima del suelo de $PGA=0.01g$ y $PGA=0.03g$.

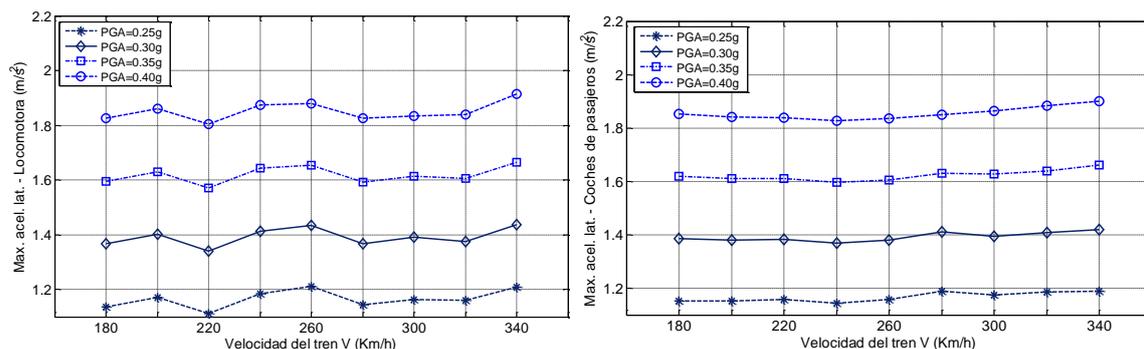
En unas simulaciones (sismo con tren circulando en vía fuera del puente), el sismo comienza al iniciarse la simulación y la simulación dura 18 segundos. Los trenes no llegan a entrar en el puente en estas simulaciones. En este intervalo de tiempo es donde los sismos generados son relevantes. En otras simulaciones (sismo con el tren viajando sobre el puente), el sismo comienza a los 0 segundos que el tren entra en el puente. Y la simulación termina cuando el último vagón del tren sale del puente. De esta forma, el puente es excitado por el sismo cuando el tren está en él. Además, para todas las velocidades de los trenes probadas, el tren tiene pares de ruedas dentro del puente al menos entre el segundo 2,5 y el segundo 15 de los sismos. En este intervalo de tiempo es donde los sismos generados son relevantes.

Influencia de la intensidad del sismo y la velocidad de los trenes en las respuestas del puente y de los trenes

Esta sección muestra los resultados de las simulaciones realizadas con sismos realistas, considerando su variación espacial (subcapítulo *Tipo de sismos generados*). Se han considerado movimientos de suelo de diferentes intensidades y viajes de los tres tipos de trenes a 9 diferentes velocidades (de 180 km/h a 340 km/h con 20km/h incremento de velocidad).

Simulaciones de los trenes viajando fuera del puente bajo la acción de fuertes sismos *Respuesta de los trenes*

Tren tipo convencional (AVE S 103 – ICE3)





a)

b)

Figura 12-1 Máxima aceleración lateral en el tren ICE3 [m/s²]: a) Locomotora; b) Coches de pasajeros;

En estas dos primeras figuras de Figura 12-1, se recogen aceleraciones laterales máximas del centro de gravedad de la caja de la locomotora y de los coches de pasajeros en función de la velocidad del tren. En ellas podemos observar que las aceleraciones máximas laterales registradas en la locomotora son casi iguales con las registradas en los coches de pasajeros. La velocidad del tren no parece influir en las aceleraciones de los coches del tren, sin embargo, la intensidad del sismo si influye, cuanto mayor es la aceleración sísmica del suelo (PGA) mayor es la aceleración lateral de los coches del tren.

Los índices de seguridad de tráfico (RSPT) que se van a tener en cuenta en este estudio son el factor de descarrilamiento de un par de ruedas del tren y la fuerza lateral máxima del par de ruedas (eje)-vía, se conoce como criterio de Prud'Homme. Tal y como describen Olmos y Astiz (Olmos, 2018a), citando la norma (EN-14363, 2005), “el factor de descarrilamiento DF de un par de ruedas (ejes) de tren es la relación entre la fuerza lateral Y y la fuerza vertical Q de una de sus ruedas ejercidas sobre el carril. Este factor debe ser inferior a 0,8 por razones de seguridad” (p. 380).

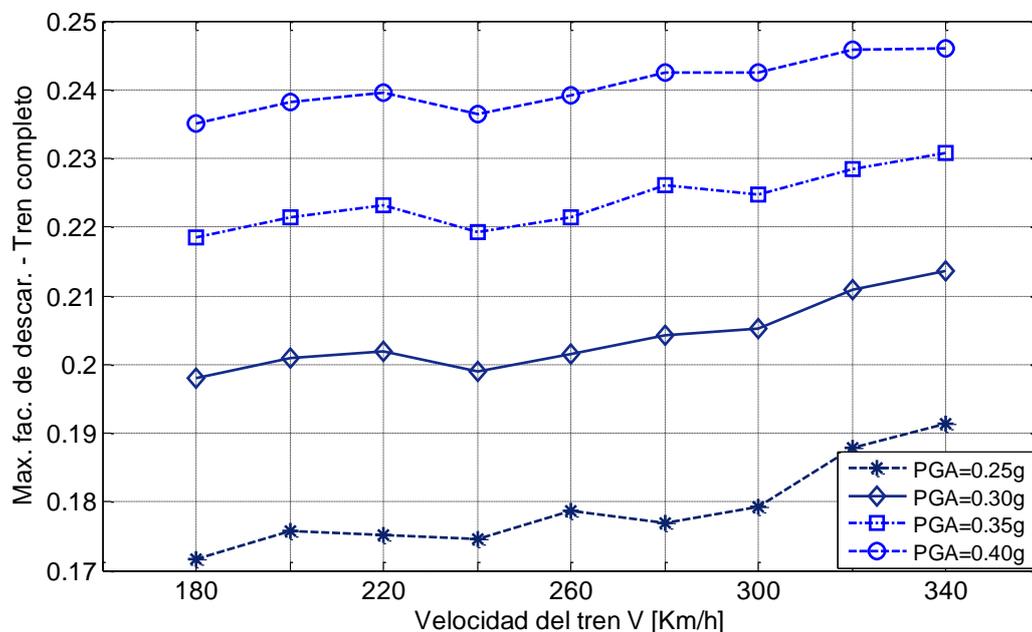


Figura 12-2 Máximo factor de descarrilamiento en el tren ICE3: a) Tren completo;

Como podemos observar en Figura 12-2 para el tren convencional, viajando en vía fuera del puente, el factor de descarrilamiento no sobrepasa 0.25 (inferior de lo recomendado 0.80) con lo cual el tren es seguro de descarrilamiento a esas intensidades de sismo y con esas velocidades de circulación.



Olmos y Astiz (Olmos, 2018a) describen el índice de Prud'Homme de la siguiente manera:

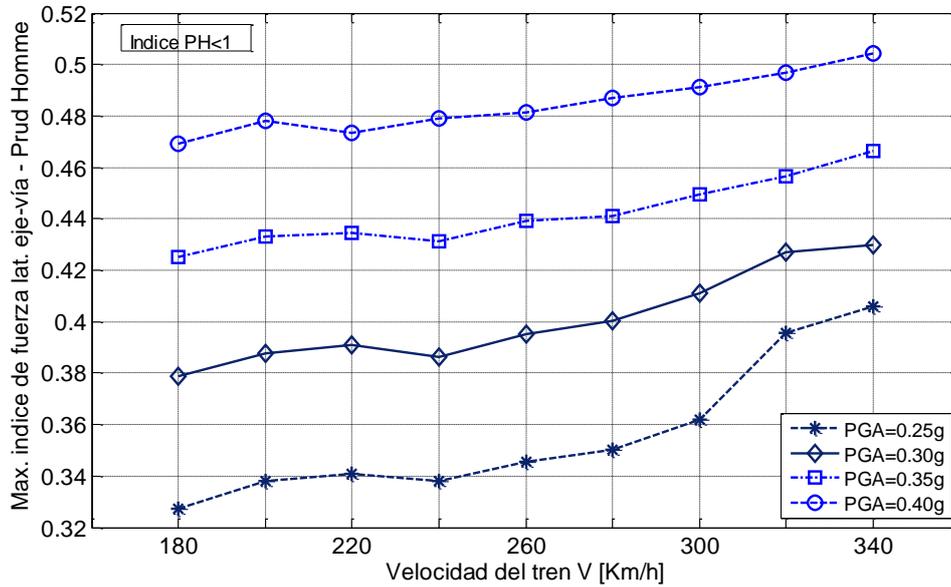


Figura 12-3 Máximo índice de fuerza lateral de eje – vía (Prud'Homme) en el tren ICE3

El índice de Prud'Homme o el índice de fuerza lateral máxima entre ruedas (eje) y vía se obtiene mediante la Ecuación 12-1. Este criterio define el límite de adherencia entre la vía y el balasto bajo los efectos de los esfuerzos laterales dinámicos. De esta forma, se limita el riesgo de deslizamiento de la vía sobre el balasto. La Norma Europea (EN-14363, 2005) contiene definiciones del contenido de frecuencia, métodos de medida y condiciones para el cálculo de los citados índices. De acuerdo con esta norma, en este estudio se ha aplicado a la señal (digital) calculada de los dos índices de seguridad considerados un filtro de paso bajo, con una frecuencia de corte de 20 Hz, y un filtro de media móvil de 2 m de longitud en las simulaciones realizadas.

$$Ind_{PH} = \frac{\sum Y}{10 + \frac{p^0}{3}} < 1$$

12-1

donde

$\sum Y$ es la suma de los esfuerzos de guiado de las ruedas en un par de ruedas, es decir, la fuerza lateral de un par de ruedas en la vía.

p^0 es la carga vertical estática de un par de ruedas en kN.



En la Figura 12-3 se puede observar que el índice de seguridad de tráfico Prud'Homme también cumple con el criterio de seguridad ($PH < 1$). Incluso con un sismo fuerte y no uniforme de $PGA = 0.40g$, todos los viajes del tren con las diferentes velocidades son seguros. La velocidad del tren si influye en el valor del índice, mayor velocidad del tren aumenta el índice de fuerza lateral de eje-vía, y con eso disminuye la seguridad de tráfico.

Tren tipo articulado (AVE S 100 – Thalys)

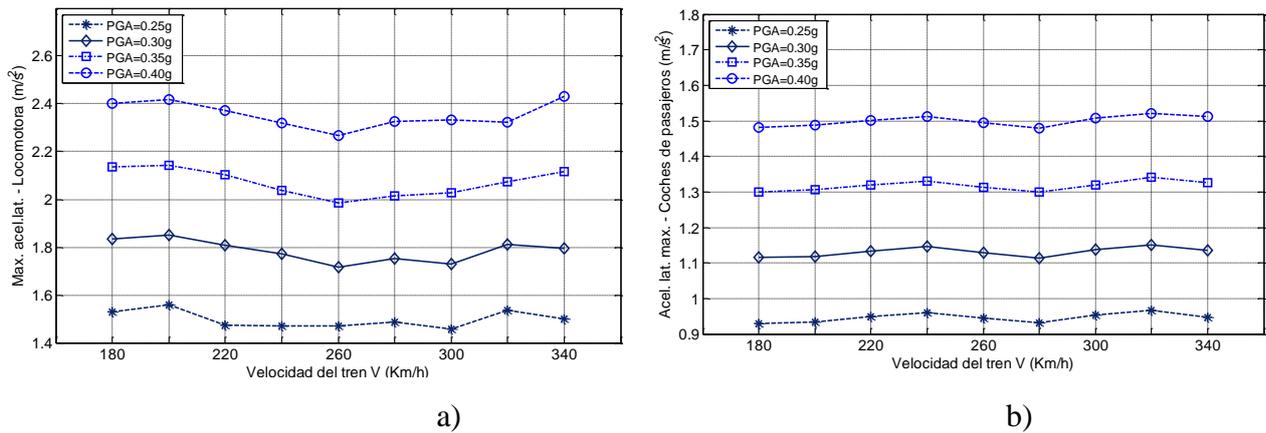
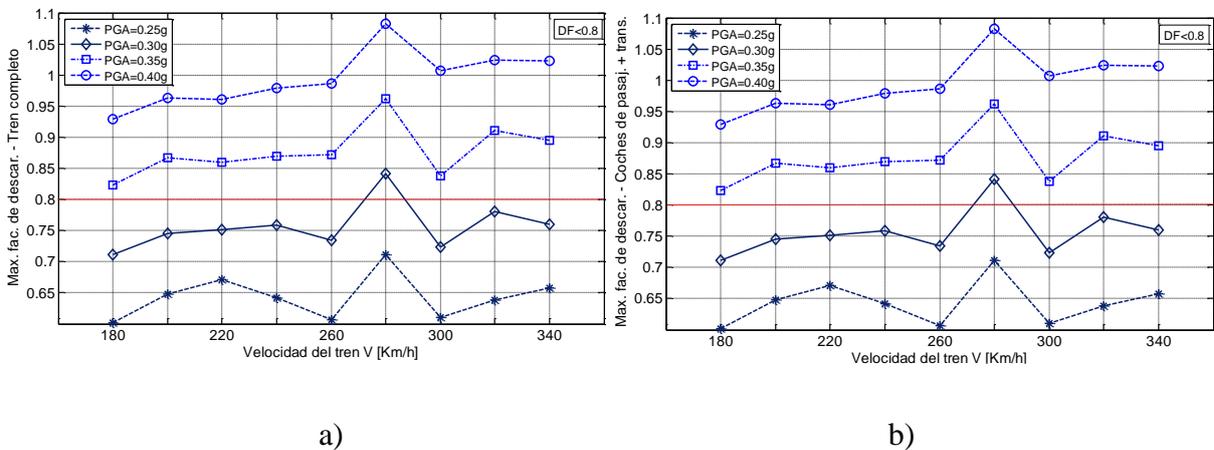


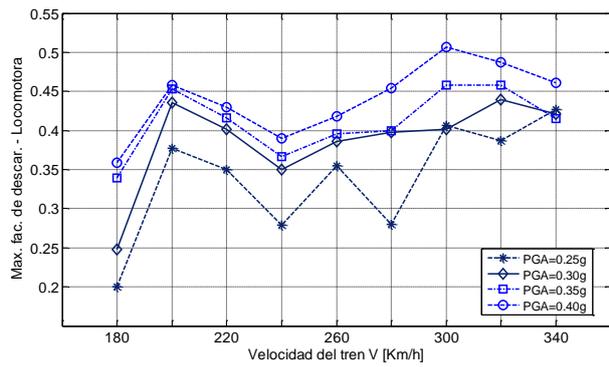
Figura 12-4 Máxima aceleración lateral [m/s^2] en el tren Thalys: a) Locomotora; b) Coches de pasajeros;

En la Figura 12-4 podemos observar que las aceleraciones máximas laterales registradas en la locomotora son mayores de las registradas en los coches de pasajeros. La velocidad del tren no parece influir en las aceleraciones de los coches del tren, sin embargo, la intensidad del sismo si, cuanto mayor es la aceleración sísmica del suelo (PGA) mayor es la aceleración lateral de los coches del tren.

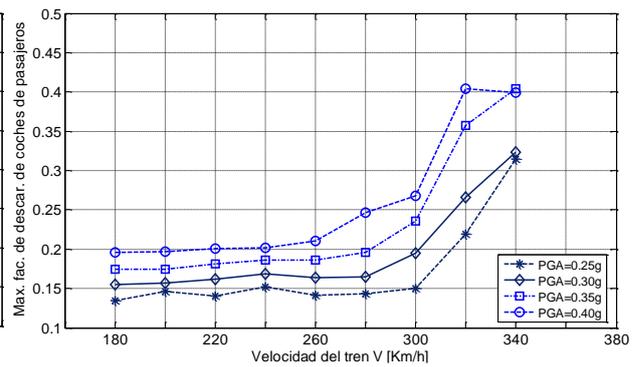




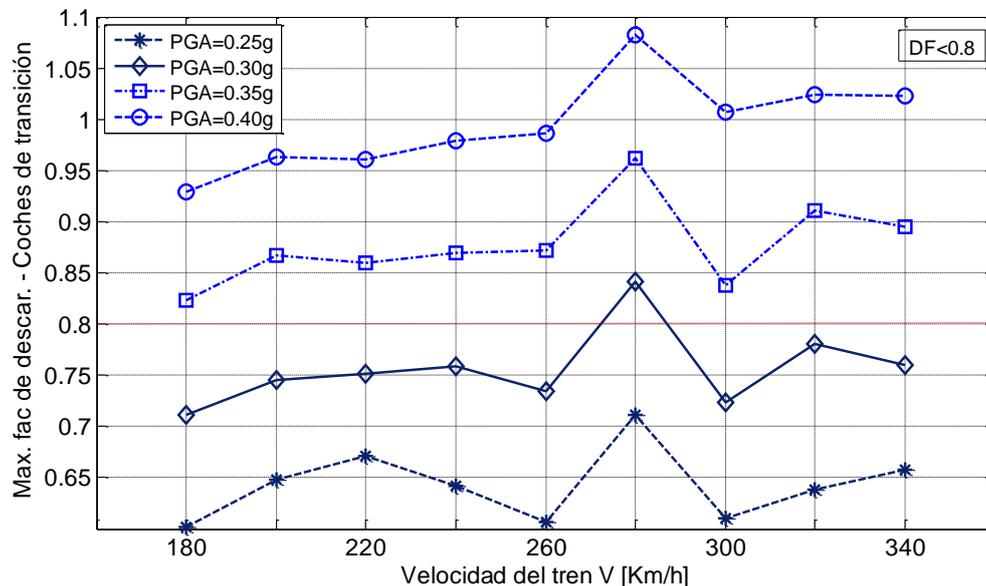
Estudio de la influencia del tipo de tren de alta velocidad en el riesgo de descarrilamiento sobre un viaducto durante la acción de un sismo



c)



d)



e)

Figura 12-5 Máximo factor de descarrilamiento en el tren Thalys fuera de puente: a) Tren completo; b) Coches de pasajeros + coches de transición; c) Locomotora; d) Coches de pasajeros; e) Coches de transición;

Como podemos observar en la Figura 12-5 para el tren articulado, viajando en vía fuera del puente, el índice del factor de descarrilamiento es desfavorable solo para los coches de transición. La locomotora y los coches de pasajeros se comportan bien frente las diferentes intensidades de sismo, pero el coche de transición a partir de un sismo de solo $PGA=0.03g$ ya muestra inestabilidad en velocidad de 280 km/h y ya no cumple con el criterio de seguridad ($DF < 0.8$) Figura 12-5e. Con un sismo de $PGA=0,035g$ y $PGA=0.040g$, los coches de transición a todas de las velocidades del tren son inseguras.

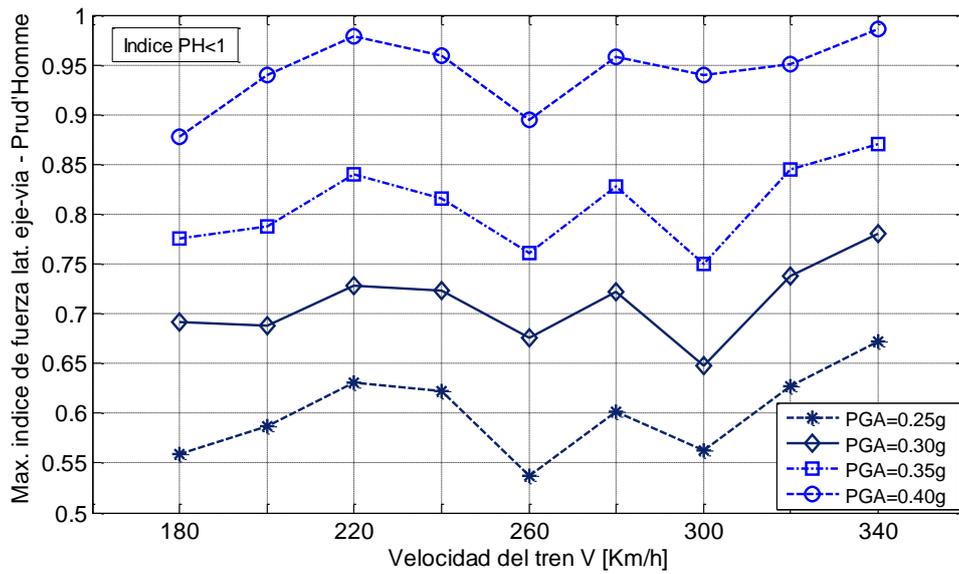


Figura 12-6 Máximo índice de fuerza lateral de eje – vía (Prud'Homme) en el tren Thalys viajando fuera de puente.

En la Figura 12-6 se puede observar que el índice de seguridad de tráfico Prud'Homme cumple con el criterio de seguridad (PH<1). Con un sismo moderado y no uniforme de PGA=0,04g, varias velocidades se acercan al valor 1, pero no lo sobrepasan. Las velocidades del tren varían en la influencia en el factor de descarrilamiento y según las últimas parece que conforme aumenta la velocidad va a aumentar y el factor.

Tren tipo regular (AVE S 130 – Talgo)

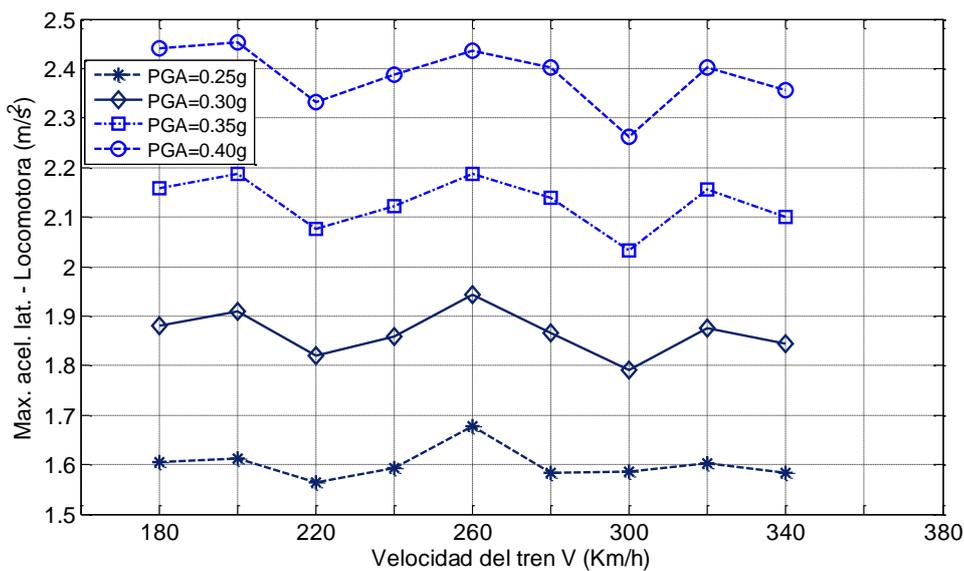
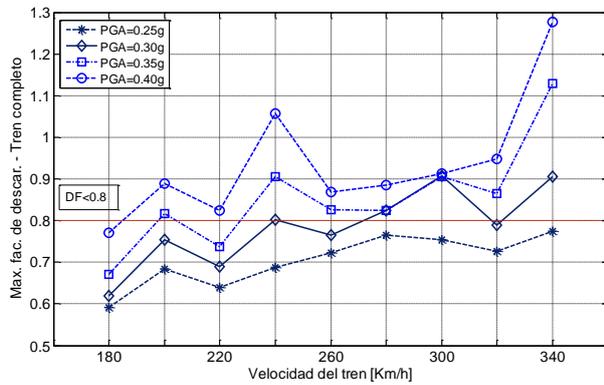


Figura 12-7 Máxima aceleración lateral locomotora en el tren Talgo [m/s²]

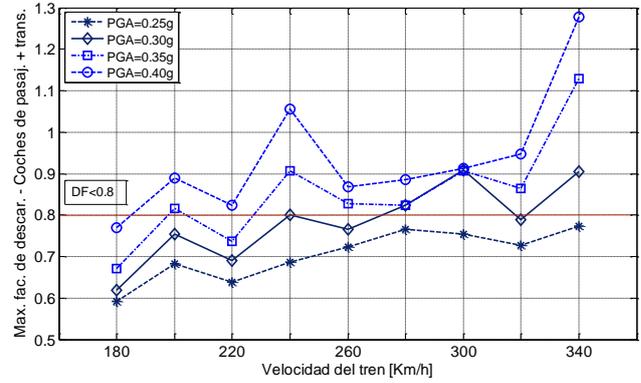


Estudio de la influencia del tipo de tren de alta velocidad en el riesgo de descarrilamiento sobre un viaducto durante la acción de un sismo

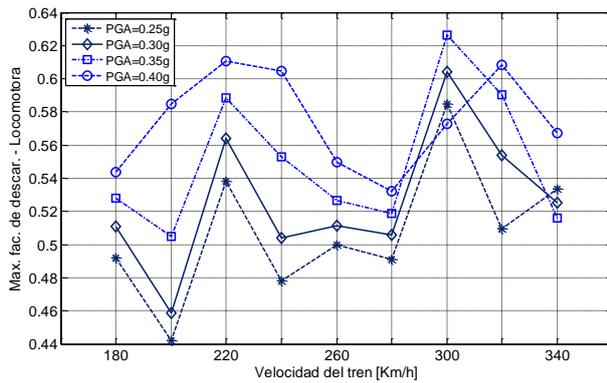
En la Figura 12-7 podemos observar que la velocidad del tren no parece influir en las aceleraciones de la locomotora, sin embargo, la intensidad del sismo si, cuanto mayor es la aceleración sísmica del suelo (PGA) mayor es la aceleración lateral de los coches del tren. Aparece un pico en las velocidades de 260 km/h y otro en la velocidad de 320 km/h.



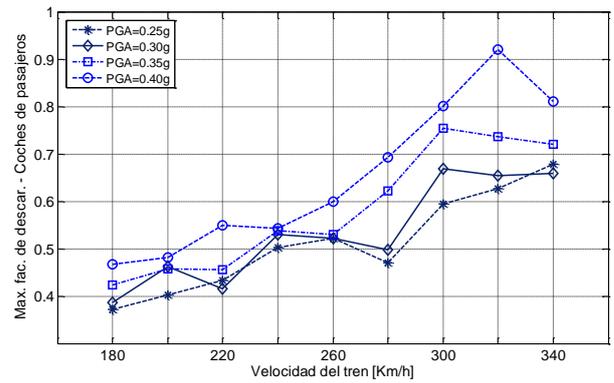
a)



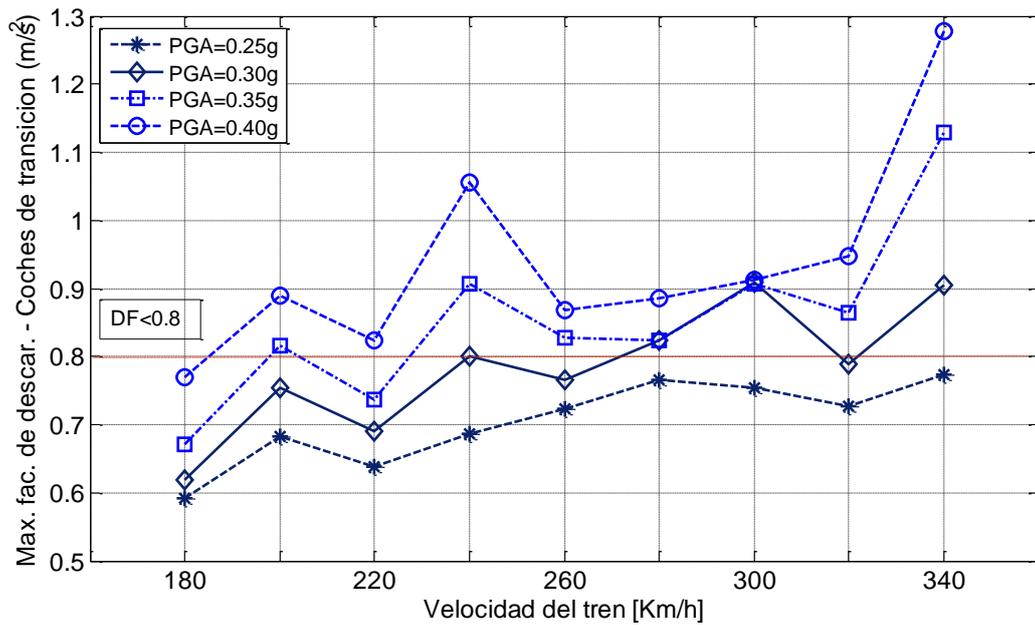
b)



c)



d)



e)

Figura 12-8 Máximo factor de descarrilamiento en el tren Talgo: a) Tren completo; b) Coches de pasajeros + coches de transición; c) Locomotora; d) Coches de pasajeros; e) Coches de transición;

Como podemos observar para el tren regular, viajando en vía fuera del puente, el índice del factor de descarrilamiento es desfavorable solo para los coches de transición. La locomotora y los coches de pasajeros se comportan bien frente las diferentes intensidades de sismo, pero el coche de transición a partir de un sismo de solo $PGA=0.30g$ ya muestra inestabilidad en velocidad de 240 km/h y ya no cumple con el criterio de seguridad ($DF < 0.8$) Figura 12-8e. Con un sismo de $PGA=0.35g$ y $PGA=0.40g$, los coches de transición a casi todas de las velocidades del tren son inseguras.

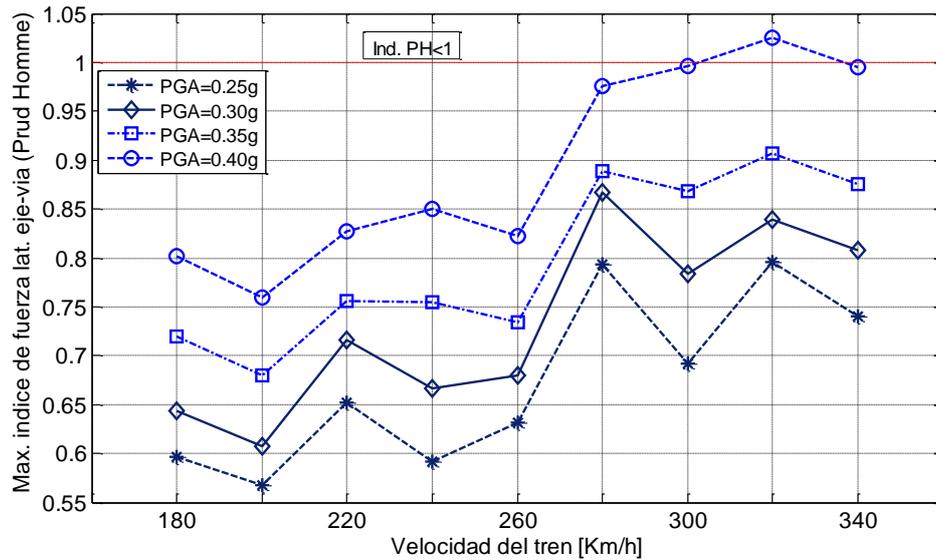


Figura 12-9 Máximo índice de fuerza lateral de eje – vía (Prud'Homme) en el tren Talgo

En la Figura 12-9 se puede observar que el índice de seguridad de tráfico Prud'Homme cumple con el criterio de seguridad ($PH < 1$). Con un sismo moderado y no uniforme de $PGA = 0,40g$, varias velocidades se acercan al valor 1 (de 280 km/h – 340 km/h ya no cumple con el índice recomendable). Las velocidades del tren varían en la influencia en el factor de descarrilamiento y según las velocidades después de 260 km/h parece que conforme aumenta la velocidad va a aumentar y el factor.

Simulaciones de los trenes viajando en vía sobre el puente bajo la acción de un sismo moderado ($PGA = 0.03g$ y $PGA = 0.01g$)

Como resultados globales se han representado la máxima respuesta del modelo de puente empleado y la máxima respuesta de los vehículos de los trenes frente las velocidades de los trenes en las simulaciones realizadas. De esta manera, es posible observar la evolución de esas respuestas cuando la velocidad del tren y el tipo de tren cambian.

Respuesta del puente

En la respuesta del puente se ha analizado la máxima aceleración lateral (horizontal) y el máximo desplazamiento horizontal del tablero, en dos diferentes secciones, en sección pila y sección centro de vano, bajo diferentes intensidades de sismo.

Se han analizado la sección en la pila n°9 (la pila más alta del puente) y pila n°15 (pila con menor altura), y las secciones de los centros de vano al lado de estas pilas n°9 y n°15.



Los viajes del tren convencional (AVE S 103 – ICE3) y el tren articulado (AVE S 100 - Thalys) se han simulado con sismo de intensidad de $PGA=0.3 \text{ m/s}^2$. Mientras el viaje del tren regular (AVE S 130 - Talgo) se ha simulado con sismo de intensidad de $PGA=0.1 \text{ m/s}^2$. Hemos intentado simular los viajes del tren regular con sismo $PGA=0.3 \text{ m/s}^2$ pero descarrilaba al principio de las simulaciones, por eso se ha tomado la decisión de analizarlo bajo un sismo con menor intensidad.

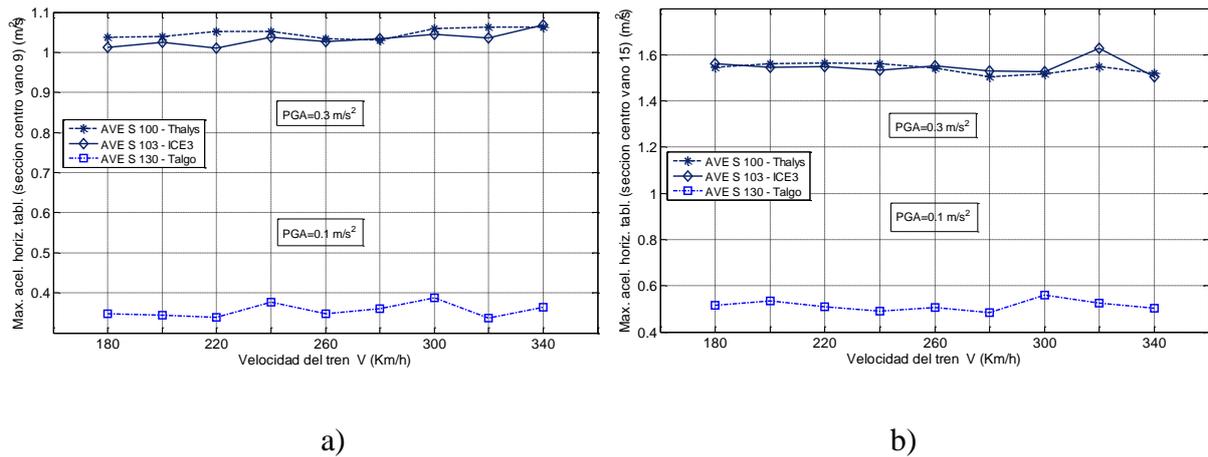


Figura 12-10 Máxima aceleración horizontal del tablero, sección centro vano[m/s^2]: a) centro vano 9; b) centro vano 15;

De la Figura 12-10 se puede observar que aceleración horizontal del tablero en secciones de centro de vano del puente depende de la intensidad del sismo, el viaje tren regular con $PGA=0.1 \text{ m/s}^2$ provoca una aceleración máxima del tablero de aproximadamente 0.40 m/s^2 , mientras los trenes convencional y articulado una aceleración máxima del tablero de aproximadamente 1 m/s^2 y 1.6 m/s^2 . Parece que la velocidad de los trenes no tiene influencia en la aceleración horizontal del tablero.

Otra cosa importante que se puede observar es que la aceleración es más alta en la sección del centro de vano n°15 con 50 % del centro de vano n°9 para los trenes convencional y articulado, 10% para el tren regular. Eso se debe a diferencia en la altura de las pilas, la pila n°15 es mucho más baja que la pila n°9, dicho esto el tramo de centro vano correspondiente al lado tiene menos masa e inercia y con eso mayor aceleración lateral.



Estudio de la influencia del tipo de tren de alta velocidad en el riesgo de descarrilamiento sobre un viaducto durante la acción de un sismo

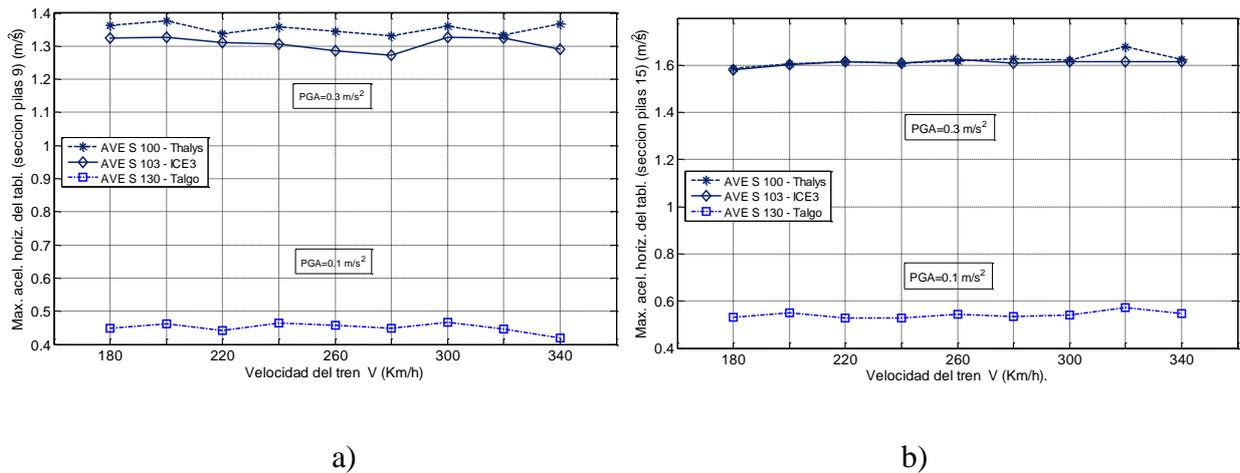


Figura 12-11 Máxima aceleración horizontal del tablero, sección pilas [m/s²]: a) pila 9; b) pila 15;

De la Figura 12-10 se puede observar que aceleración horizontal del tablero en la sección de las pilas del puente depende de la intensidad del sismo, el viaje tren regular con un sismo de $PGA=0.1$ m/s^2 provoca una aceleración máxima del tablero de aproximadamente 0.50 m/s^2 , mientras los trenes convencional y articulado una aceleración máxima del tablero de aproximadamente 1.30 y 1.60 m/s^2 . Parece que la velocidad de los trenes no tiene influencia en la aceleración horizontal del tablero.

Otra cosa importante que se puede observar es que la aceleración es más alta en la sección del centro de vano n°15 con 30 % de la aceleración en el centro de vano n°9 para los trenes convencional y articulado y un 5 % para el tren regular. Aquí igual, como en las secciones de centro de vano, pilas más altas, dan respuesta con menor aceleración horizontal del tablero, y viceversa, pilas cortas (más masa e inercia concentrada) mayor aceleración.

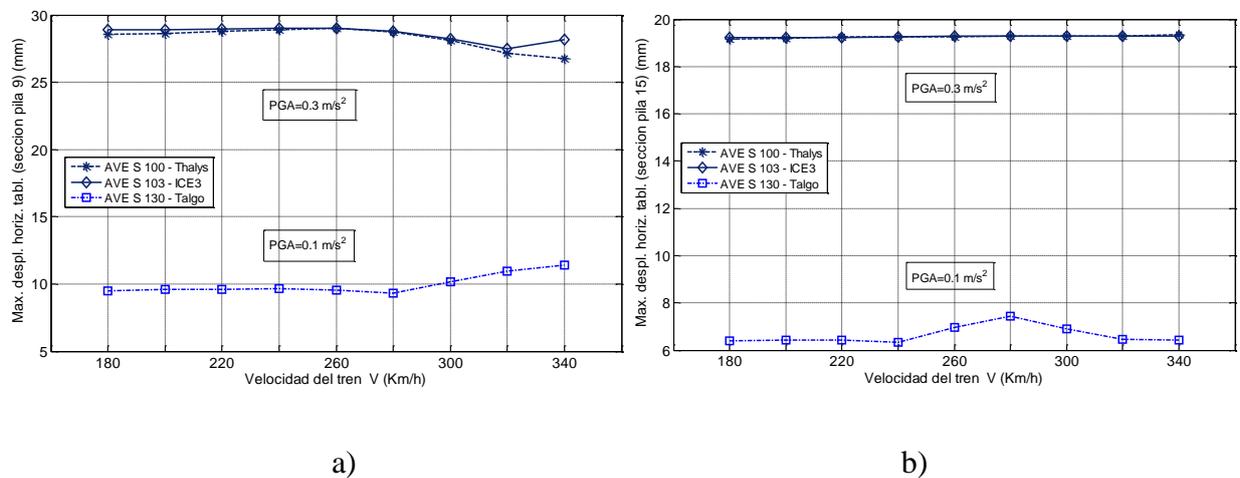


Figura 12-12 Máximo desplazamiento horizontal del tablero, sección pila [m/s²]: a) pila 9; b) pila 15;



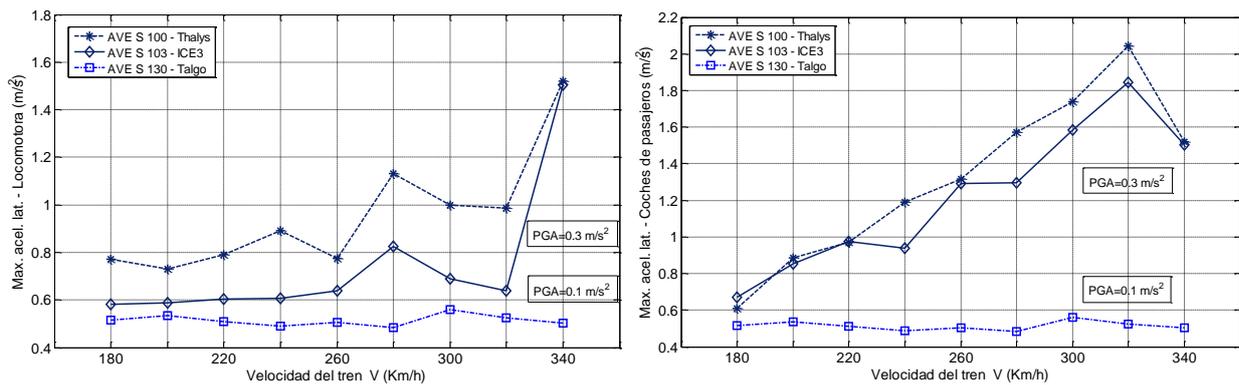
De la Figura 12-10 se puede observar que el desplazamiento horizontal del tablero del puente depende de la intensidad del sismo, el viaje tren regular con $PGA=0.1 \text{ m/s}^2$ provoca un desplazamiento máximo del tablero de aproximadamente 10 mm, mientras los trenes convencional y articulado un desplazamiento máximo horizontal del tablero de aproximadamente 28 mm y 19 mm. La velocidad de los trenes no tiene influencia en el desplazamiento horizontal del tablero.

En comparación con las aceleraciones, los desplazamientos horizontales del tablero son más grandes en las secciones de pilas con más altura (más masa e inercia) como la pila n°9 con un 50 % del desplazamiento de la sección de la pila con menor altura n°15 para los trenes convencional y articulado y un 30 % para el tren regular. Los desplazamientos horizontales del tablero dependen de la altura de las pilas correspondientes.

Respuesta de los trenes

En la respuesta de los trenes se ha analizado la máxima aceleración lateral de los diferentes vehículos de cada tren, el máximo factor de descarrilamiento y el índice de fuerza lateral máxima del par de ruedas eje-vía (Prud'Homme), bajo diferentes intensidades de sismo.

Los viajes del tren convencional (AVE S 103 - ICE3) y el tren articulado (AVE S 100 - Thalys) se han simulado con sismo espacialmente variable de intensidad de $PGA=0.3 \text{ m/s}^2$. Mientras el viaje del tren regular (AVE S 130 - Talgo) se ha simulado con sismo de intensidad de $PGA=0.1 \text{ m/s}^2$.



a)

b)

Figura 12-13 Máxima aceleración lateral en los tres trenes [m/s^2]: a) Locomotora; b) Coches de pasajeros;

En estas dos primeras figuras de Figura 12-1, se recogen aceleraciones laterales máximas del centro de gravedad de la caja de la locomotora y de los coches de pasajeros de los tres tipos de trenes en función de la velocidad de ellos. En ellas podemos observar que la velocidad del tren no influye en

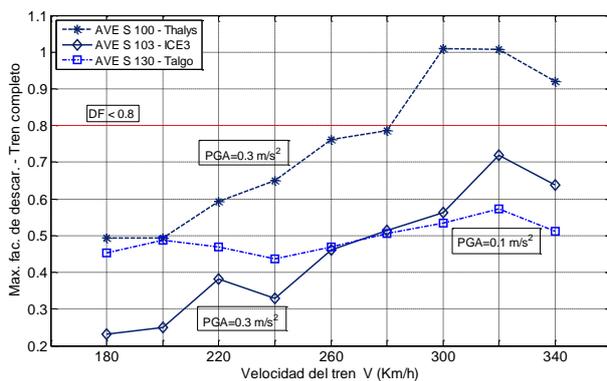


las aceleraciones laterales de las locomotoras, sin embargo, en los coches de pasajeros de los trenes convencional y articulado tiene mucha influencia (con aumento de la velocidad, aumentan y las aceleraciones laterales). Para el tren regular las aceleraciones laterales parecen las mismas en las locomotoras y los coches de pasajeros. La poca variabilidad en sus aceleraciones se debe a su menor masa, con eso y menor inercia, y a su diferente sistema de suspensión.

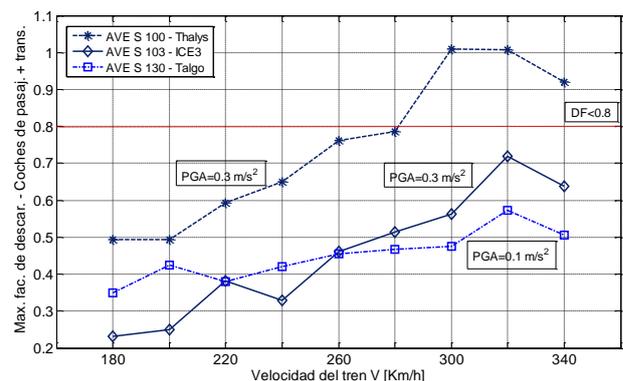
La intensidad del sismo si influye, cuanto mayor es la PGA mayor es la aceleración lateral de los coches del tren.

El pico que aparece en la gráfica de las aceleraciones de las locomotoras es el fenómeno de resonancia que ocurre cuando los trenes convencional y articulado viajan a velocidad de 280 km/h.

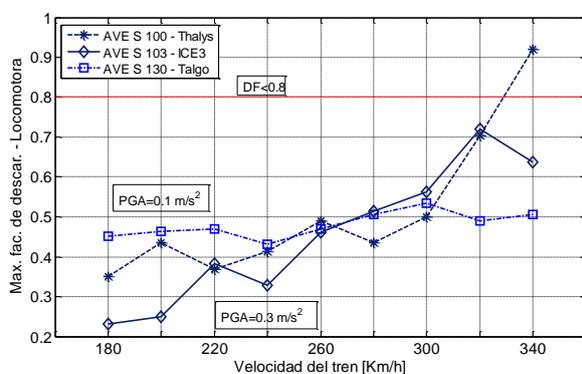
En continuación se muestran los resultados de las RSPT que se van a tener en cuenta en este estudio son el factor de descarrilamiento de un par de ruedas del tren y la fuerza lateral máxima del par de ruedas (eje)-vía que se conoce como criterio de Prud'Homme.



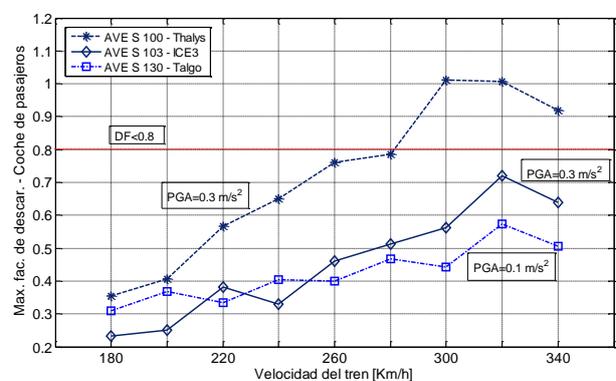
a)



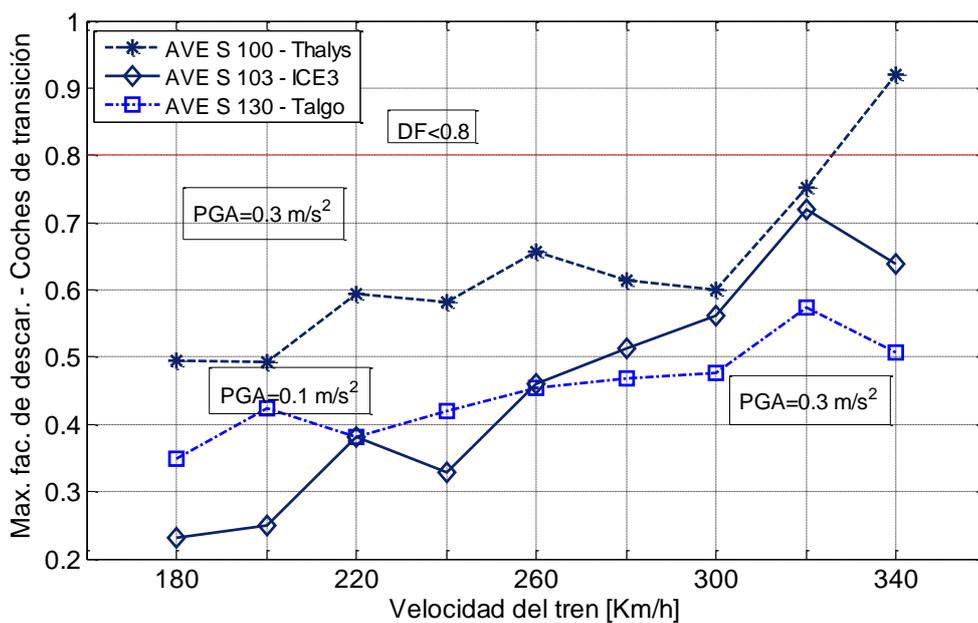
b)



c)



d)



e)

Figura 12-14 Máximo factor de descarrilamiento en los tres trenes: a) Tren completo; b) Coches de pasajeros + coches de transición; c) Locomotora; d) Coches de pasajeros; e) Coches de transición;

Como podemos observar en las figuras de la Figura 12-14 el tren articulado (AVE S 100 - Thalys), viajando en vía dentro de puente, es el único tren que muestra peligro de descarrilamiento sobrepasando el valor recomendado del factor de descarrilamiento, con un máximo de 1 (superior de lo recomendado 0.8).

El tren convencional (AVE S 103 – ICE3) se caracterizaba con tener todos los vehículos como coches de pasajeros y con tracción en todos de ellos. Tiene mayor masa e inercia de los tres tipos de trenes, y dicho esto justifica que este tren no sobrepasa 0.70 (inferior de lo recomendado 0.80) con lo cual es el tren más seguro de descarrilamiento a esas intensidades de sismo y con esas velocidades de circulación.

También puede decirse que las características mecánicas de los trenes es uno de los factores que más afectan a la RSPT cuando se produce un sismo.

Concluimos que las velocidades del tren Thalys superiores a 280 km/h no son seguras cuando se produce un sismo con intensidad de $PGA= 0.3 \text{ m/s}^2$. A estas velocidades los factores de descarrilamiento de los ejes de los coches de pasajeros son superiores a 0.8.



Sin embargo, los trenes tipo ICE3 y Talgo muestran mejor comportamiento frente sismo y pueden circular con seguridad por el viaducto a cualquiera de las velocidades probadas. Hay que tener en cuenta que el viaje del tren tipo Talgo se ha simulado con sismo de menos intensidad, por lo que puede que sea este tren el que peor se comporte ante un sismo de $PGA=0.3 \text{ m/s}^2$

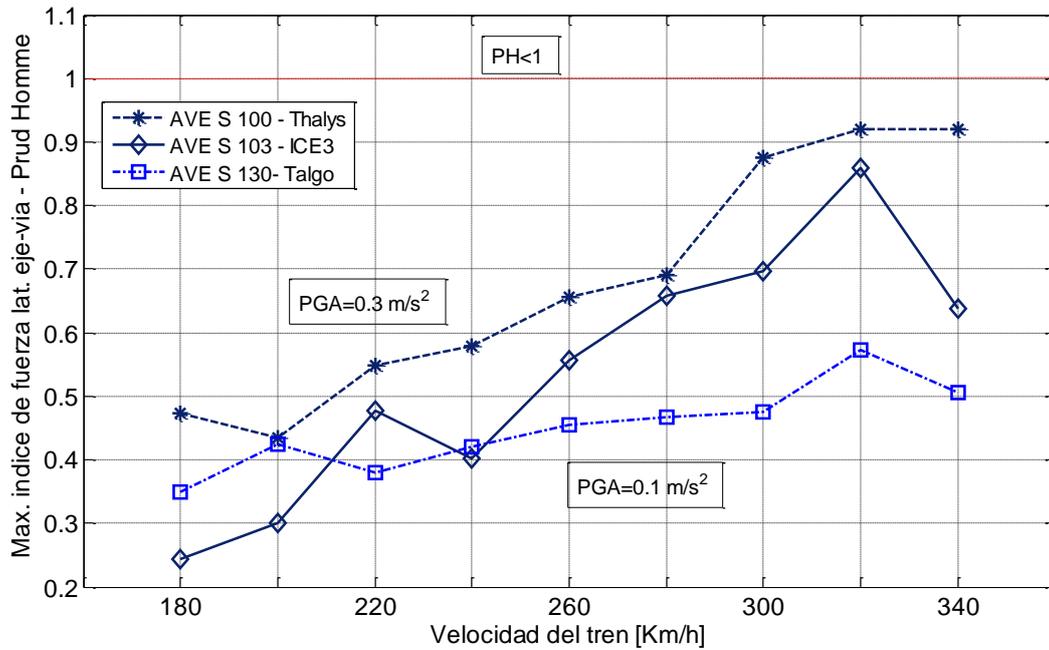


Figura 12-15 Máximo índice de fuerza lateral de eje – vía (Prud'Homme) en los tres trenes

En la Figura 12-3 se puede observar que el índice de seguridad de tráfico Prud'Homme cumple con el criterio de seguridad ($PH < 1$) para los tres tipos de trenes. Con un sismo moderado y no uniforme de $PGA=0.3 \text{ m/s}^2$, las últimas tres velocidades del tren Thalys se acercan al valor 1, pero no lo sobrepasan. Las velocidades del tren varían en la influencia en el índice de fuerza lateral eje – vía y según las últimas parece que conforme aumenta la velocidad va a aumentar y el índice de fuerza lateral eje – vía. Podemos concluir que la intensidad del sismo, el tipo de tren y la velocidad del viaje de los trenes influye en el índice de seguridad de tráfico Prud'Homme.

Resultados de segunda fase del estudio

En esta segunda fase del estudio, se van a analizar los resultados del estudio de la seguridad de tráfico y otros análisis más, cuando los tres trenes objeto del estudio viajan sobre el viaducto, en que se han instalados los amortiguadores de masa sintonizados (AMS) en las cabezas de las pilas de este.



Los AMS han sido descritos en el capítulo 10.

Respuesta del puente

En la respuesta del puente con AMS se ha analizado la máxima aceleración lateral (horizontal) y el máximo desplazamiento horizontal del tablero, en dos diferentes secciones, en sección pila y sección centro de vano, bajo diferentes intensidades de sismo.

Para poder comparar los resultados sin y con la mejora con AMS, se han analizado las mismas secciones, sección en la pila nº9 (la pila más alta del puente) y pila nº15 (pila con menor altura), y las secciones de los centros de vano al lado de estas pilas nº9 y nº15.

Los viajes del tren convencional (AVE S 103 – ICE3) y el tren articulado (AVE S 100 - Thalys) se han simulado con sismo de intensidad de $PGA=0.03g=0.3 \text{ m/s}^2$. Mientras el viaje del tren regular (AVE S 130 - Talgo) se ha simulado con sismo de intensidad de $PGA=0.01g=0.1 \text{ m/s}^2$.

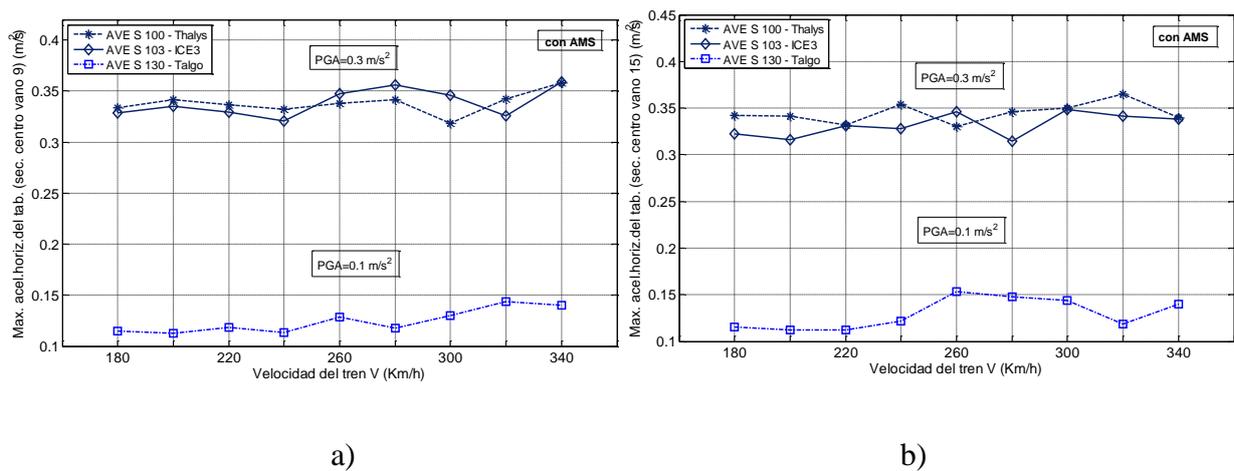


Figura 12-16 Máxima aceleración horizontal del tablero, sección centro vano [m/s²]: a) centro vano 9; b) centro vano 15;

De la Figura 12-16 se puede observar que aceleración horizontal del tablero del puente mejorado con AMS depende de la intensidad del sismo, el viaje tren regular con $PGA=0.1 \text{ m/s}^2$ provoca una aceleración máxima del tablero de aproximadamente 0.13 m/s^2 , mientras los trenes convencional y articulado una aceleración máxima del tablero de aproximadamente 0.33 m/s^2 . Parece que la velocidad de los trenes no tiene influencia en la aceleración horizontal del tablero.

Otra cosa importante que se puede observar es que la aceleración horizontal tiene valores muy similares en las secciones del centro de vano diferentes (nº9 y nº15) para los tres tipos de trenes.



Comparando con las gráficas sin AMS, para las mismas secciones, mismas intensidades de sismos, se puede ver una diferencia en mejora enorme. Los amortiguadores de masa sintonizada muestran una gran mejora en la respuesta del puente frente sismos.

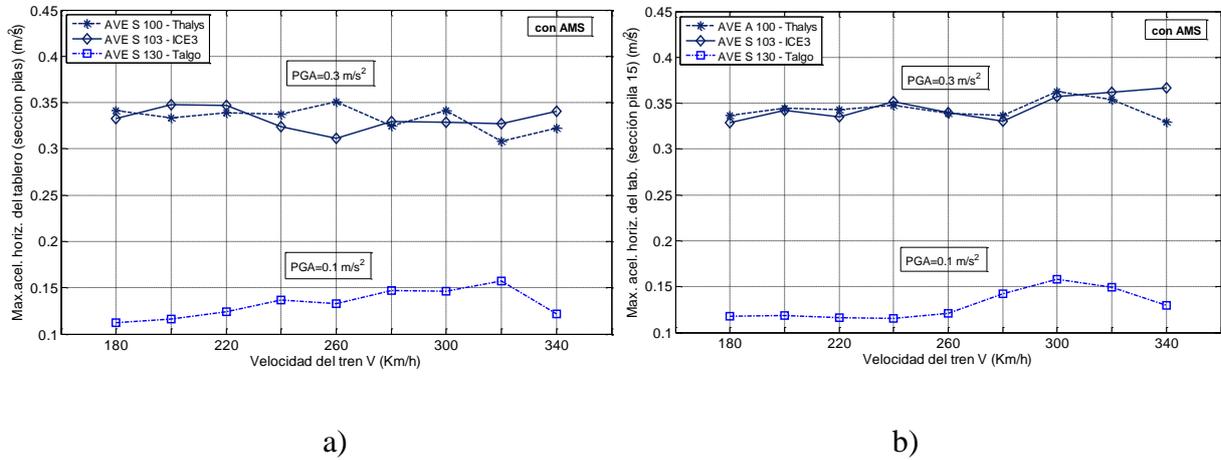


Figura 12-17 Máxima aceleración horizontal del tablero, sección pilas [m/s²]: a) pila 9; b) pila 15;

De la Figura 12-17 se puede observar que aceleración horizontal del tablero del puente depende de la intensidad del sismo, el viaje tren regular con $PGA=0.1 \text{ m/s}^2$ provoca una aceleración máxima del tablero de aproximadamente 0.13 m/s^2 , mientras los trenes convencional y articulado una aceleración máxima del tablero de aproximadamente 0.33 m/s^2 . Parece que la velocidad de los trenes no tiene influencia en la aceleración horizontal del tablero.

Otra cosa importante que se puede observar es que la aceleración horizontal tiene valores muy similares en las secciones del centro de vano diferentes (nº9 y nº15) para los tres tipos de trenes, además los valores son muy similares con las de Figura 12-16, aceleraciones horizontales del tablero en centros de vano, que significa que los AMS están unificando las respuestas (aceleraciones) del puente las diferentes secciones del tablero.

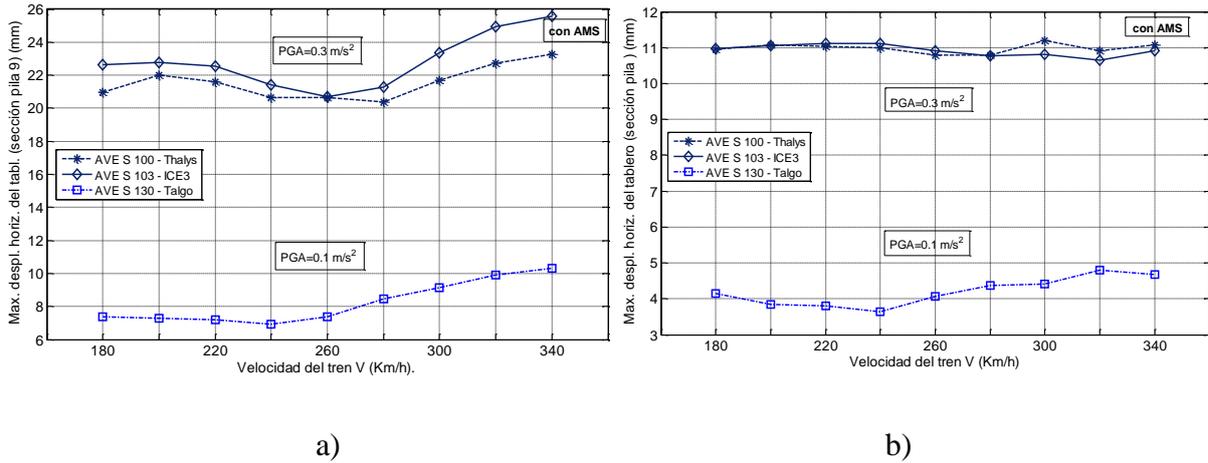


Figura 12-18 Máximo desplazamiento horizontal del tablero, sección pila [m/s²]: a) pila 9; b) pila 15;

De la Figura 12-18 se puede observar que el desplazamiento horizontal del tablero del puente depende de la intensidad del sismo, el viaje tren regular con $PGA=0.1 \text{ m/s}^2$ provoca un desplazamiento máximo del tablero de aproximadamente 8 mm en la sección de la pila más alta n°9, mientras los trenes convencional y articulado un desplazamiento máximo horizontal del tablero de aproximadamente 23 mm y en la sección de la pila n°15 el tren regular provoca un desplazamiento de aproximadamente 4 mm, mientras los trenes convencional y articulado un desplazamiento máximo horizontal del tablero de aproximadamente 15 mm. Parece que la velocidad de los trenes no tiene influencia en la aceleración horizontal del tablero.

En la Figura 12-18a, las gráficas de aceleraciones laterales máximas de las locomotoras del tren Thalys y del ICE3 presentan picos a 280 km/h. A esa velocidad se produce un fenómeno de resonancia debido a la interacción entre el puente, el vehículo y el terremoto. Cuando la velocidad del tren es $v = 280 \text{ km/h}$ ($77,77 \text{ m/s}$), la aceleración lateral de la locomotora es mayor. Esta resonancia también se aprecia en la Figura 12-12a. Una explicación de este fenómeno puede ser que a $77,77 \text{ m/s}$ el movimiento lateral de la locomotora, con una frecuencia de $Fr = 0,643 \text{ Hz}$ en el caso del tren Thalys, y de $Fr=0,613 \text{ Hz}$ en el caso del tren ICE3, tiene una longitud de onda ($L = v/Fr$) de $L = 121 \text{ m}$ (ó 127 m) que coincide aproximadamente con la longitud de onda del modo de vibración del puente número 43 (Fig. 12-20).

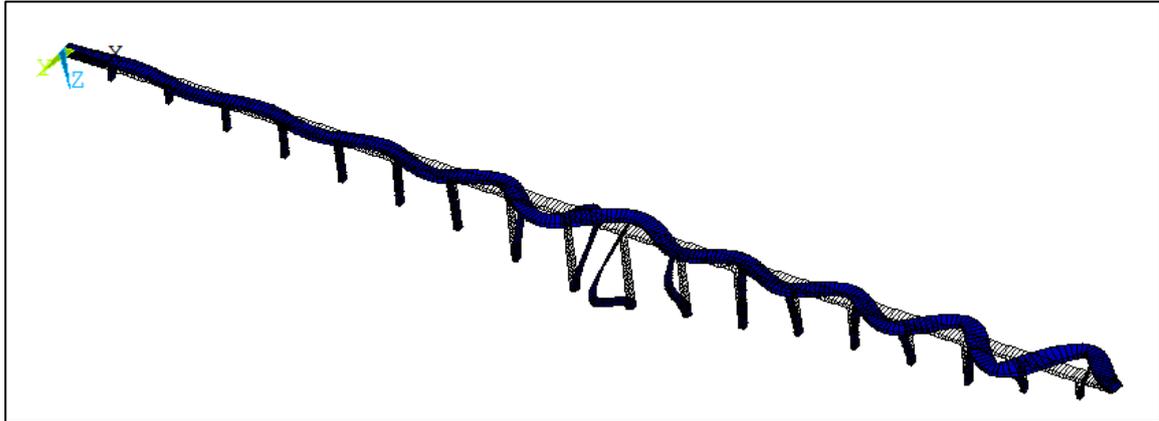


Figura 12-20 Modo de vibración n° 43. $Fr = 2.99 \text{ Hz}$

La altura de las pilas influye en la respuesta del puente, pilas más altas provocan desplazamientos horizontales del tablero más grandes.

Respuesta de los trenes

En la respuesta de los trenes, con AMS, se ha analizado la máxima aceleración lateral de los diferentes vehículos de cada tren, el máximo factor de descarrilamiento y el índice de fuerza lateral máxima del par de ruedas (eje)-vía (Prud'Homme), bajo diferentes intensidades de sismo.

Los viajes del tren convencional (AVE S 103 – ICE3) y el tren articulado (AVE S 100 - Thalys) se han simulado con sismo tipo I (completamente variable) de intensidad de $PGA=0.3 \text{ m/s}^2$. Mientras el viaje del tren regular (AVE S 130 - Talgo) se ha simulado con sismo de intensidad de $PGA=0.1 \text{ m/s}^2$.

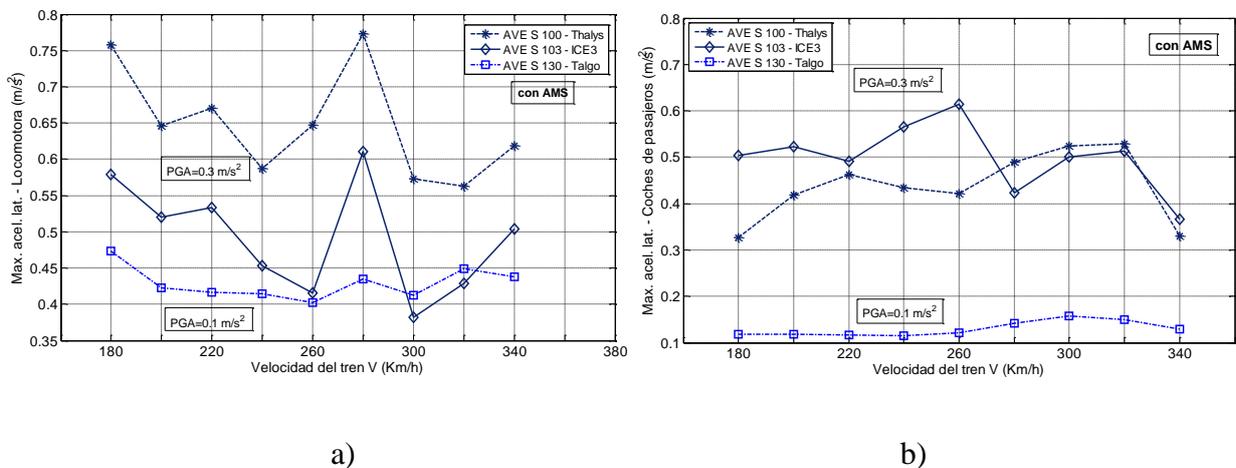


Figura 12-19 Máxima aceleración lateral [m/s^2]: a) Locomotora; b) Coches de pasajeros;



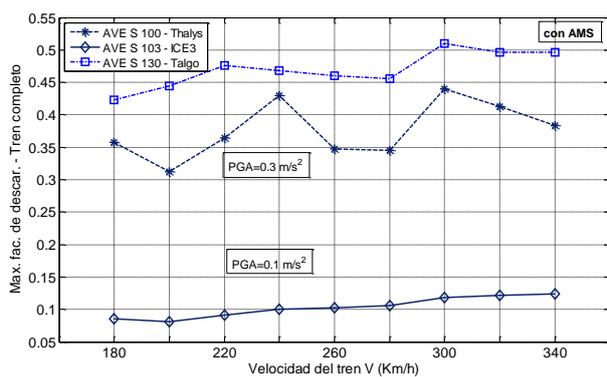
Estudio de la influencia del tipo de tren de alta velocidad en el riesgo de descarrilamiento sobre un viaducto durante la acción de un sismo

En estas dos primeras figuras de Figura 12-19, se recogen aceleraciones laterales máximas del centro de gravedad de la caja de las locomotoras y de los coches de pasajeros de los tres tipos de trenes en función de la velocidad de ellos. En ellas podemos observar que la velocidad del tren no influye en las aceleraciones laterales de las locomotoras y en los coches de pasajeros.

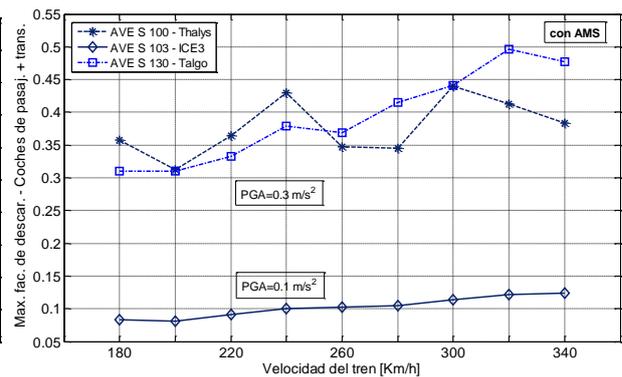
La intensidad del sismo si influye, cuanto mayor es la PGA mayor es la aceleración lateral de los coches del tren.

El pico que aparece en la gráfica de las aceleraciones de las locomotoras es el fenómeno de resonancia que ocurre cuando los trenes convencional y articulado viajan a velocidad de 280 km/h.

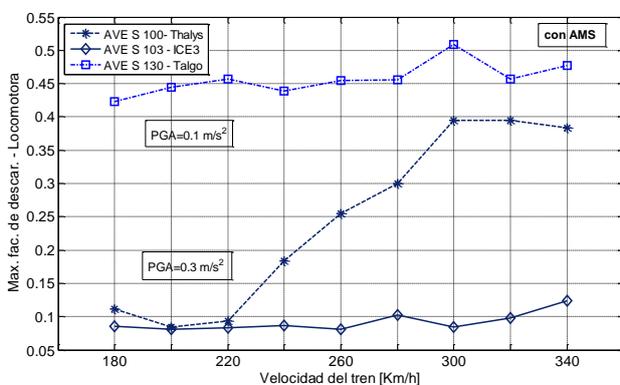
A continuación se muestran los resultados de los índices RSPT que se van a tener en cuenta en este estudio son el factor de descarrilamiento de un par de ruedas del tren y la fuerza lateral máxima del par de ruedas (eje)-vía que se conoce como criterio de Prud'Homme.



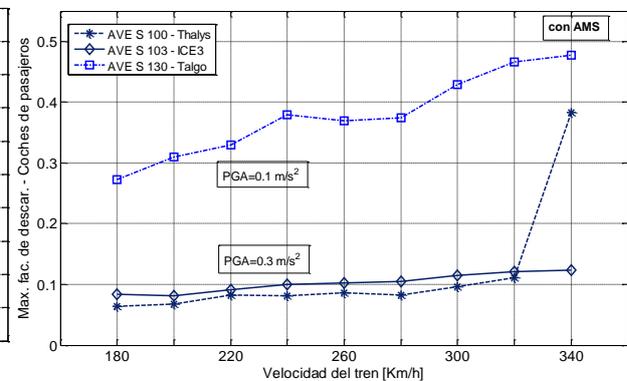
a)



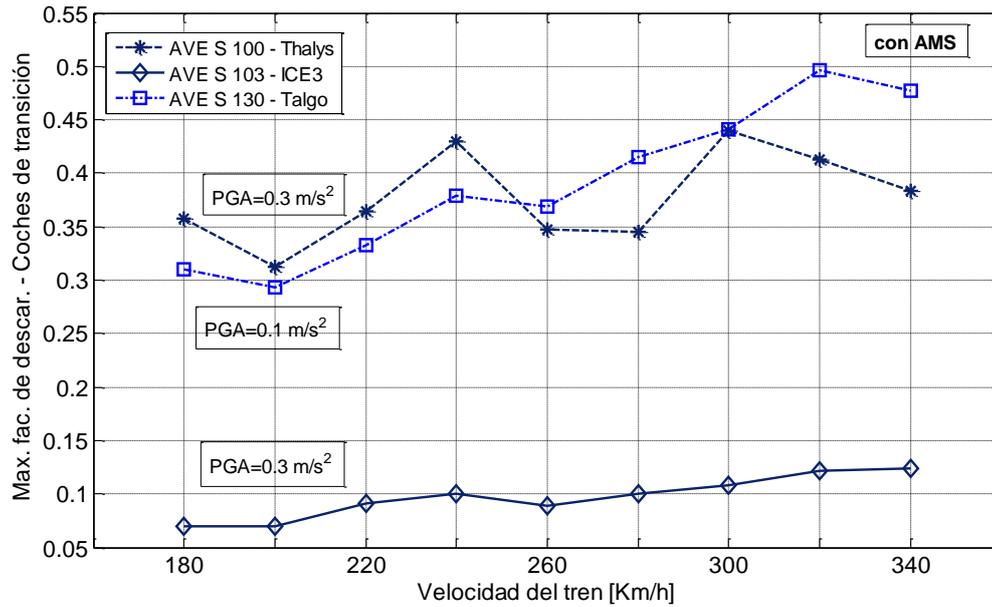
b)



c)



d)



e)

Figura 12-20 Máximo factor de descarrilamiento: a) Tren completo; b) Coches de pasajeros + coches de transición; c) Locomotora; d) Coches de pasajeros; e) Coches de transición;

Como podemos observar en las figuras de la Figura 12-20 el tren articulado (AVE S 100 - Thalys), viajando en vía dentro de puente con AMS, todos los trenes son fuera de peligro de descarrilamiento y son muy por debajo del valor recomendado del factor de descarrilamiento que es 0.8.

El tren convencional (AVE S 103 – ICE3) y el tren articulado (AVE S 100 - Thalys) a pesar de que son expuestas a mayor intensidad de sismo, se comportan mejor que el tren regular (AVE S 130 - Talgo). Talgo por ser el tren más ligero se mueve más y con una excitación de sismo más pequeña.

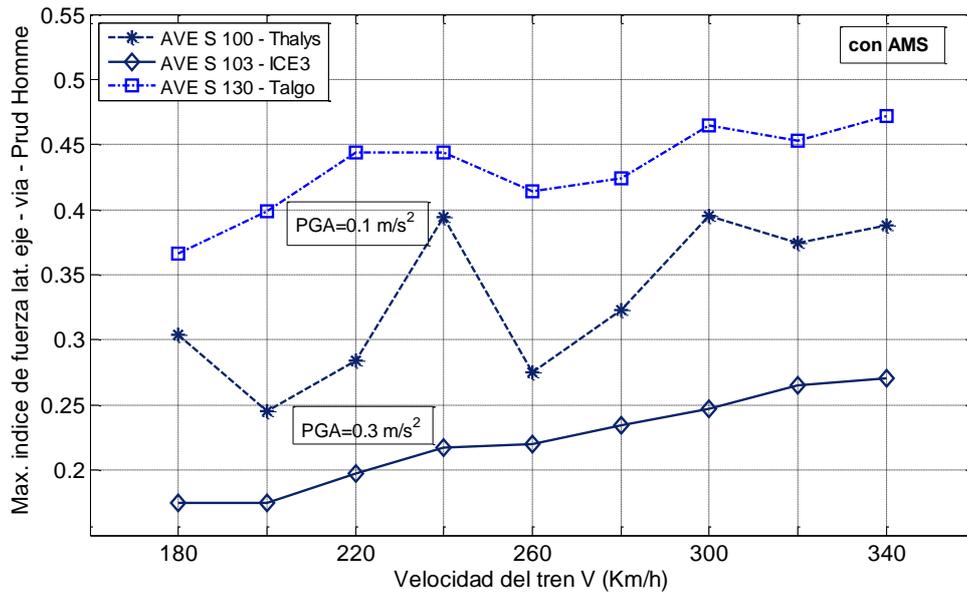
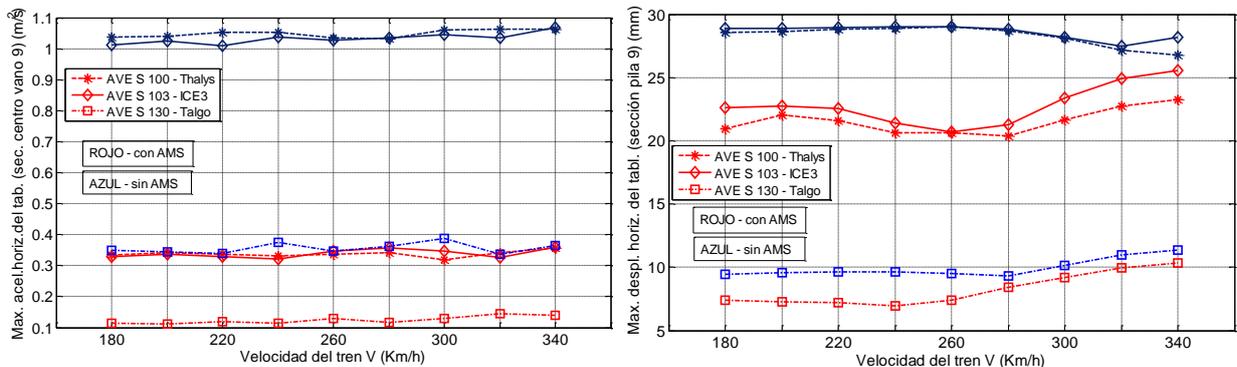


Figura 12-21 Máximo índice de fuerza lateral de eje – vía (Prud'Homme)

En la Figura 12-21 se puede observar que el índice de seguridad de tráfico Prud'Homme cumple con el criterio de seguridad ($PH < 1$) para los tres tipos de trenes. Los AMS consiguen reducir la respuesta de los trenes en este índice de seguridad de tráfico también. Las velocidades del tren varían en la influencia en el índice de fuerza lateral eje – vía y según las últimas parece que conforme aumenta la velocidad va a aumentar y el índice de fuerza lateral eje – vía. Igualmente, el tren regular muestra peor comportamiento a pesar del echo que está expuesto a menor intensidad de sismo.

Comparación entre respuestas del puente y de los trenes, con y sin AMS

En continuación se muestran varias graficas de los análisis dentro del puente, con y sin AMS, con las respuestas del puente y los trenes comparadas.



a)

b)



Figura 12-22 a) Máxima aceleración horizontal del tablero con y sin AMS (centro vano 9); b) Máximo desplazamiento horizontal del tablero con y sin AMS (sección pila 9)

En las respuestas del puente, claramente se ve que la respuesta del puente con los AMS mejora mucho. Están disminuyendo y las aceleraciones y los desplazamientos del tablero con el uso de AMS. Se puede observar que los trenes convencional y articulado mejoran mucho más a pesar de que están expuestas a sismos más fuertes que el tren regular. Con el paso del tren regular, la respuesta del puente mejora menos y eso se debe a eso que el tren es más ligero, con menor masa e inercia de los 3 modelos y el que más se mueve.

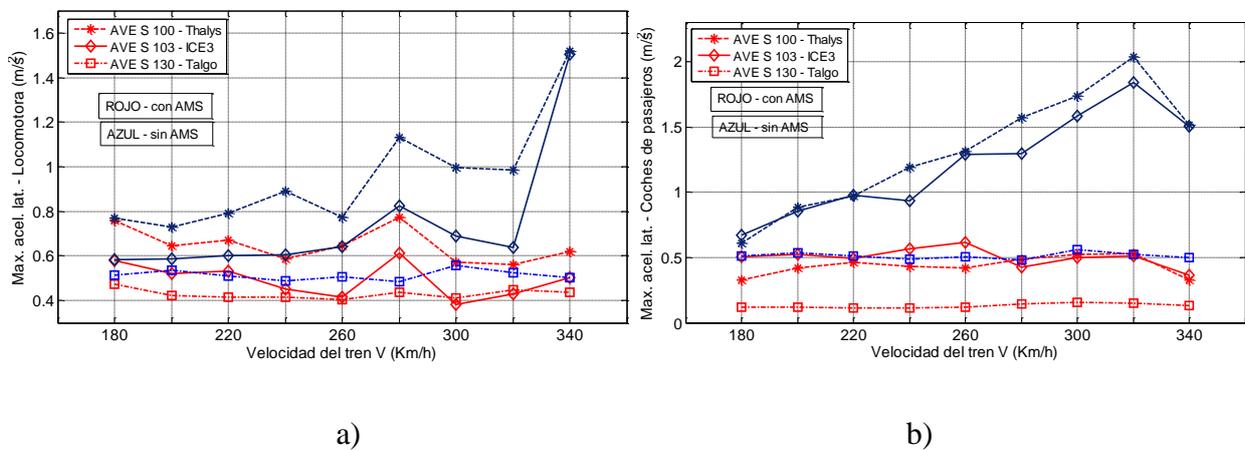


Figura 12-23 Máxima aceleración lateral con y sin AMS; a) Locomotora. b) Coches de pasajeros.

En las respuestas de los trenes, claramente se ve que las respuestas de los trenes pasando por el puente con AMS mejoran mucho. Están disminuyendo las máximas aceleraciones laterales y en las locomotoras y en los coches de pasajeros con el uso de AMS. Aquí igual, se puede concluir que los trenes convencional y articulado mejoran mucho más a pesar de que están expuestas a sismos más fuertes ($PGA=0.3 \text{ m/s}^2$) que el tren regular ($PGA=0.1 \text{ m/s}^2$). Con el paso del tren regular, la respuesta del tren mejora menos y eso se debe a eso que el tren es más ligero, con menor masa e inercia de los 3 modelos y el que más se mueve.



Estudio de la influencia del tipo de tren de alta velocidad en el riesgo de descarrilamiento sobre un viaducto durante la acción de un sismo

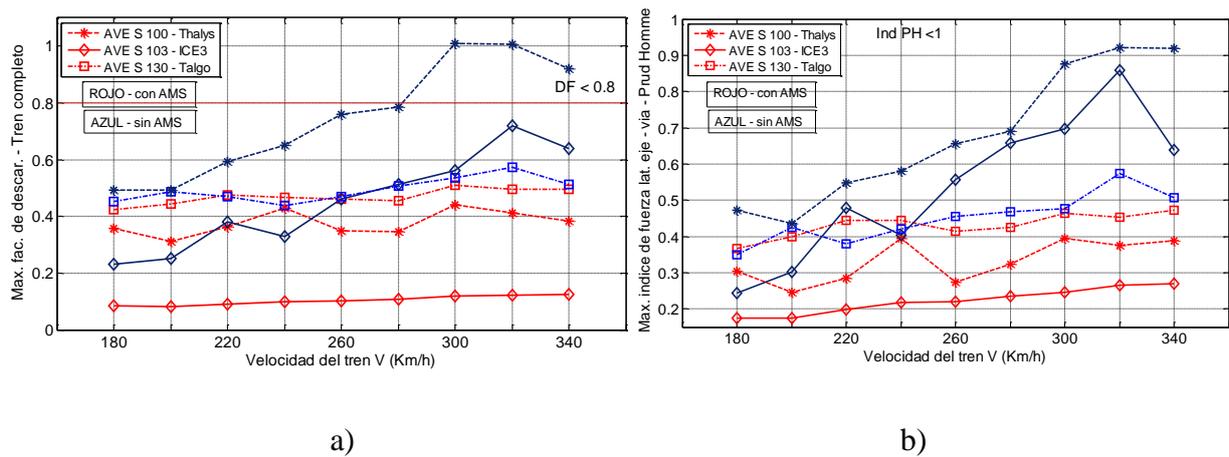


Figura 12-24 a) Máximo factor de descarrilamiento con y sin AMS – Tren completo b) Máxima fuerza lateral eje-vía con y sin AMS

En las respuestas de los trenes, igualmente es claro que las respuestas de los trenes pasando por el puente con AMS mejoran mucho. Están disminuyendo el máximo factor de descarrilamiento y el índice de fuerza lateral de eje-vía (Prud Homme) con el uso de AMS. Aquí igual, se puede concluir que los trenes convencional y articulado mejoran mucho más a pesar de que están expuestas a sismos más fuertes ($PGA=0.3 \text{ m/s}^2$) que el tren regular ($PGA=0.1 \text{ m/s}^2$). Con el paso del tren regular, la respuesta del tren mejora menos y eso se debe a eso que el tren es más ligero, con menor masa e inercia de los 3 modelos y el que más se mueve.



13 Probabilidad de ocurrencia de descarrilamiento durante un sismo

Probabilidad de ocurrencia de sismo de PGD=0.03g en Álora, Málaga

Podríamos preguntarnos cuál es la probabilidad de que se produzca un sismo de 0.03 g PGA en este puente cuando un tren de alta velocidad pase por él a 300 km/h por ejemplo. Es decir, la probabilidad de ocurrencia de una situación que no es compatible con la seguridad del tráfico ferroviario para el tren tipo Thalys en el puente Arroyo de las Piedras sin amortiguadores AMS. Este puente está situado en el municipio de Álora, provincia de Málaga (España). En esta ubicación, el valor de la aceleración máxima del suelo de referencia en suelo tipo A es $a_{gr} = 0.153g$, según Anexo español del Eurocódigo 8 (European Committee for Standardization. EN-1998-1, 2004).

La aceleración máxima del suelo correspondiente a la acción sísmica de diseño es:

$$PGA_{DSA} = S \cdot \gamma_1 \cdot a_{gR} = 1.15 \cdot 3 \cdot a_{gR} = 0.199g \quad 13-1$$

En la Ecuación 13-1 γ_1 es el factor de importancia del puente y S es coeficiente del terreno tipo C (arcillas firmes). Este sismo de diseño tiene un período de retorno de $T_{NC} = 1073$ años, y una probabilidad de ocurrencia durante la vida útil del puente (100 años) de $Pr_0 = 8.90\%$. De acuerdo con esto, la probabilidad de ocurrencia de un sismo de 0.03g PGA en un año en el sitio de este puente es $Pr'_1 = 24.38\%$, (durante la vida del puente es $Pr'_1 = 100\%$) y tiene un periodo de retorno $TR_1 = 3.6$ años. Por otra parte, si la frecuencia de paso de los trenes (a 300 km/h) por el puente fuera un tren cada hora (con servicio de 7 a 23 horas), se podría estimar que la probabilidad de que uno de estos trenes pase puente en un momento dado sería $Pr_2 = 0.37\%$. Podemos considerar que el evento sísmico de 0.03g PGA y el paso del tren por el puente son eventos independientes. Entonces, la probabilidad de que ocurra este sismo durante la vida útil del puente mientras un tren pasa sobre el puente es $Pr_3 = Pr'_1 \cdot Pr_2 = 0.37\%$.

Probabilidad de ocurrencia de sismo en otra ubicación, Granada

¿Cuál sería el resultado si este puente estuviera en una ubicación diferente? Por ejemplo, en una provincia con mayor riesgo sísmico, Granada, $a_{gR} = 0.22g$ y un $PGA_{DSA} = 0.33g$.

Tren AVE S 100 - THALYS viajando en vía sobre el puente

Se ha comprobado que este puente es capaz de resistir el sismo de diseño de Granada, con $PGA_{DSA} = 0.33g$, utilizando el refuerzo adecuado en las secciones transversales de las pilas. En este caso, la



probabilidad de ocurrencia en un año de un sismo moderado con PGA igual a 0.03g sería $Pr_4 = 54.43\%$. La probabilidad de ocurrencia durante toda la vida del puente (100 años) de un sismo moderado con $PGA = 0.03g$ sería $Pr'_4 = 100\%$. Si aumentamos la frecuencia de paso de los trenes por el puente (a 300 km/h) a uno cada 10 minutos, con el mismo intervalo de servicio (de 7 a 23 horas), la probabilidad de que el tren estuviera en el puente en un momento dado sería ahora $Pr_5 = 2.21\%$. Y la probabilidad de que ocurra el sismo moderado de 0.03g PGA durante la vida del puente mientras un tren está en el puente ubicado en Granada también es $Pr_6 = 2.21\%$. En Tabla 13-1 se muestra la formulación utilizada en los cálculos de las probabilidades mencionadas. Estos números plantean una pregunta: ¿qué riesgo debemos tomar en el diseño de un viaducto de alta velocidad para considerar el puente seguro para el tráfico de trenes de alta velocidad durante los sismos moderados?

Tabla 13-1 Cálculos de probabilidad sobre el puente. Parámetros, formulación y resultados

Parámetro/Valor (Viaducto en Álora, Málaga- España)	Descripción	Parámetro/Valor (Viaducto en la provincia de Granada - España)
$a_{gR} = 0.153 \cdot g$	a_{gR} : Aceleración máxima del suelo de referencia en suelo tipo A	$a_{gR} = 0.228 \cdot g$
$PGA_{DSA} = 0.199 \cdot g$	PGADSA: Aceleración máxima del suelo del diseño de la acción sísmica Ecuación 13-1	$PGA_{DSA} = 0.329 \cdot g$
TNC= 1073 años	TNC: Período de retorno del sismo	TNC= 1073 años
$Pr_0 = 8.90\%$	Pr_0 : Probabilidad de ocurrencia del sismo de diseño durante la vida útil del puente (100 años). Ecuación 13-3	$Pr_0 = 8.90\%$
TR1= 3.6 años	TR1,4: Período de retorno de un sismo con 0.03g PGA. Ecuación	TR4= 1.2 años
$Pr_1 = 24.38 \%$	$Pr_{1,4}$: Probabilidad de ocurrencia de un sismo con 0.03g PGA en un año. Ecuación 13-4	$Pr_4 = 56.44 \%$
$Pr'_1 = 100 \%$	$Pr'_{1,4}$: Probabilidad de ocurrencia de un terremoto con 0.03g PGA durante la vida útil del puente (100 años). Ecuación 13-4	$Pr'_4 = 100 \%$
$n_{Tren} = 17$	n_{Tren} : Número de trenes que pasan por día ($v = 300$ km/h)	$n_{Tren} = 102$
$Pr_2 = 0.37 \%$	$Pr_{2,5}$: Probabilidad de puente en uso = Segundos de tren sobre el puente por día / segundos de un día.	$Pr_5 = 2.21 \%$



Pr3= 0.37 %

Pr2,5: Probabilidad de que ocurra un sismo de PGA de 0.03·g mientras un tren pasa sobre el puente durante la vida útil del puente. Ecuación 13-6

Pr6= 2.21 %

$$T_{CN} = \frac{-50}{\ln\left(1 - \frac{0.10}{\gamma_i^3}\right)} \quad 13-2$$

$$Pr_0 = 1 - e^{-\frac{100}{T_{NC}}} \quad 13-3$$

$$T_{Ri} = -\left(50 \cdot \left(\frac{0.03g}{a_{gR}}\right)^3\right) / \ln(1-0.10); \quad i = 1, 4 \quad 13-4$$

$$Pr_i = 1 - e^{-\frac{1}{TR_i}}; \quad i = 1, 4 \quad 13-5$$

$$Pr_3 = Pr_1 \cdot Pr_2 \quad Pr_6 = Pr_4 \cdot Pr_5 \quad 13-6$$

Tren AVE S 100 - THALYS viajando fuera del puente

Podemos calcular la referencia la probabilidad (Pr9) de un tren que circula sobre vía (fuera del puente) a 300 km/h y con riesgo de descarrilamiento a causa de un sismo. En el presente estudio se han realizado simulaciones numéricas para obtener la intensidad del sismo capaz de provocar factores de descarrilamiento superiores a 0.8 en el tren tipo articulado Thalys que circula a 300 km/h sobre (vía exterior del puente). El sismo que pone en peligro la seguridad del tren articulado Thalys que circula a 300 km/h por vía de alta velocidad tiene un PGA de 0.35g. La probabilidad de que un tren de este tipo viaje a la velocidad antes mencionada y tenga riesgo de descarrilamiento por ocurrir un sismo es Pr9= 1.11%. El cálculo de esta probabilidad de referencia se muestra en la Tabla 13-2.

Tabla 13-2 Cálculos de probabilidad fuera del puente. Parámetros, formulación y resultados

Descripción	Parámetro/Valor (Vía ferrocarril en la provincia de Granada - España)
PGA: Aceleración máxima del suelo del diseño de la acción sísmica que provoca el riesgo de descarrilamiento del tren a 300 Km/h	PGA = 0.35·g
TR: Período de retorno de un sismo con 0.35g PGA. Ecuación 13-7	TR= 1910 años



Pr7: Probabilidad de ocurrencia de este sismo (0.35g PGA) durante la vida útil del puente (100años). Ecuación 13-8	Pr7= 5.10 %
nTren: Número de trenes que pasan por día (v = 300 km/h)	nTren= 102
Pr8: Probabilidad de área sísmica en uso (15 km en longitud) = Segundos de tren sobre el área del sismo (15 km de longitud) por día / segundos de un día	Pr8= 21.79 %
Pr9: Probabilidad de que ocurra un sismo de PGA de 0.35·g mientras un tren pasa sobre el área del sismo (15 km de longitud). Ecuación 13-9	Pr9= 1.11 %

$$T_R = - \left(50 \cdot \left(\frac{0.35g}{a_{gR}} \right)^3 \right) / \ln(1 - 0.10) \quad 13-7$$

$$Pr 7 = 1 - e^{-\frac{100}{T_R}} \quad 13-8$$

$$Pr 9 = Pr 7 \cdot Pr 8 \quad 13-9$$

Para el cálculo de Pr9 se han tenido en cuenta las siguientes cuestiones:

el sismo de PGA=0,35g o superior se produce con un área de actuación de 15 km a lo largo de la vía en la provincia de Granada;

la frecuencia del tren es uno cada 10 minutos en un intervalo de servicio de 7 a 23 horas.

Si consideramos que, en el área de acción (15 km de longitud) de ambos sismos (el de 0,03 PGA y el de 0,35 PGA) hay dos puentes como el estudiado, la probabilidad de que el tren pase por un puente a 300 km/h que está en riesgo de descarrilamiento porque ocurre un sismo moderado ahora es Pr'6= 4,42%. Por tanto, podemos afirmar que la existencia de este tipo de puentes en una línea de alta velocidad con la sismicidad de la provincia de Granada puede multiplicarse por 4 (Pr'6= 4.42% > Pr9= 1.11%) el riesgo de descarrilamiento por movimientos sísmicos.



14 Conclusiones

Sobre el modelo empleado

Para estudiar el comportamiento dinámico de los trenes cuando viajan por un viaducto alto, y por tanto lateralmente flexibles, de líneas de alta velocidad, se ha usado un modelo no lineal de interacción dinámica tren-vía-puente-sismo desarrollado en estudios previos recogidos en la literatura científica. Este modelo tiene las siguientes características:

- El modelo de interacción cuenta con un modelo de elementos finitos, que idealiza el sistema dinámico puente-vía, con vía rígida.
- Para los trenes se han empleado tres modelos multi-body 3D, uno para vehículos tipo convencional, otro para vehículos articulados y el tercero para vehículos regulares. Con ellos se han podido modelar tres trenes de alta velocidad de uso en España. Uno de última generación, (AVE S-103 de Siemens), tipo articulado (AVE S-100 de Alstom) y tipo regular más ligero (AVE S-130 de Talgo). La formulación del modelo multi-body del tren regular se ha desarrollado para este Trabajo Fin de Máster.
- El modelo de interacción tren-puente-vía incluye un modelo de interacción no lineal eje-vía, (o rueda-carril), que considera el desplazamiento relativo eje-vía, el rozamiento entre rueda y carril (de forma simplificada) y la geometría completa de los perfiles de rueda S1002 y del carril UIC-60. Se ha empleado un método eficiente de solución numérica del problema matemático no lineal que plantea la interacción dinámica T-P. Este método es un método iterativo de Newton-Raphson que soluciona las ecuaciones de movimiento del puente y del tren por separado en cada paso o instante del análisis.

Sobre la acción sísmica utilizada

En este TFM se han utilizado acelerogramas y funciones de desplazamiento del suelo correspondientes a sismos de varias intensidades generados numéricamente en trabajos previos de investigación recogidos en la literatura científica. Esta acción sísmica considera la variación espacial de los terremotos. La variación espacial de la acción sísmica, que puede entenderse como una suma de varios efectos (efecto de paso de las olas, pérdida de coherencia y efecto de emplazamiento).



El procedimiento seguido para su generación fue el esquema de Deodatis. Este procedimiento consigue registros sísmicos con las características del espectro de respuesta del Eurocódigo 8.

La forma de aplicar la acción sísmica en el modelo tren-puente-sismo empleado ha consistido en aplicar desplazamientos impuestos en el empotramiento de cada pila del puente.

De los estudios realizados

Estudio de la respuesta dinámica de varios tipos de trenes y del viaducto alto de línea de alta velocidad estudiado bajo la acción de sismos

- Se ha estudiado la seguridad de tráfico (RSPT) de tres tipos de trenes cuando están viajando sobre el viaducto del Arroyo de las Piedras bajo la acción de sismos moderados y sobre vía fuera del viaducto bajo la acción de sismos fuertes. También se ha estudiado la RSPT de los tres tipos de trenes viajando sobre el viaducto mejorado con amortiguadores de masa sintonizados (AMS).
 - Se observan diferencias en la respuesta de los trenes de alta velocidad durante sus viajes por vía fuera del puente y por el puente. La presencia del puente aumenta la respuesta de los vehículos en términos de aceleración y fuerza lateral eje-vía. Esto se debe el movimiento del puente es mucho mayor que los movimientos del suelo o de la vía durante un sismo. Para los viajes sobre vía fuera del puente, los resultados de la simulación numérica muestran que para sismos fuertes, de intensidad $PGA=0.25g$, $0.30g$, $0.35g$, $0.40g$ m/s^2 , el viaje del tren convencional es seguro a todas las velocidades ensayadas. El viaje del tren articulado no es seguro frente a un sismo fuerte de $PGA=0.30g$ m/s^2 para velocidad de tren de 280 km/h, ni frente a sismos fuertes de $PGA=0.35g$ y $0.40g$ m/s^2 a cualquier velocidad de circulación. El viaje del tren regular (Talgo) no es seguro bajo un sismo fuerte de $PGA=0.30g$ m/s^2 para velocidades de tren superiores de 240 km/h, ni frente a sismos fuertes de $PGA=0.35g$ y $0.40g$ m/s^2 a cualquier velocidad de circulación.
 - ◆ Para los viajes en vía sobre el puente, se han obtenido resultados de simulaciones numéricas para sismos moderados no uniformes y espacialmente variables, de intensidad $PGA=0.01g$ y $0.03g$ m/s^2 . Los viajes del tren convencional y el tren articulado han sido simulados con sismos de intensidad de $PGA=0.03g$ m/s^2 . Mientras el viaje del tren regular se ha simulado con sismo de intensidad de $PGA=0.01g$ m/s^2 . Se ha intentado a simular viajes con el tren regular a sismo con $PGA=0.03g$, pero el tren descarrilaba. De todos los viajes de los trenes, el único que muestra inestabilidad es el tren articulado para velocidades de tren superiores de



280 km/h. El tren convencional y el regular están seguros a todas las velocidades ensayadas.

- ◆ La probabilidad de ocurrencia de un terremoto de $PGA=0.03g$ (capaz de hacer descarrilar al tren sobre el puente) en la ubicación de este puente al paso de un tren es del 2,21%, considerando una frecuencia de paso de trenes de uno cada 10 min en un intervalo de servicio de 06.00 a 23.00 h. Si consideramos que existen dos puentes como el Viaducto del Arroyo de las Piedras en la zona de acción del terremoto (15 km de diámetro), la probabilidad de ocurrencia del evento descrito será del 4,42%. El riesgo de descarrilamiento de este tren que circula por el puente cuando se produce un terremoto moderado puede ser cuatro veces mayor que el riesgo de descarrilamiento del tren que circula por la vía debido a un terremoto fuerte ($PGA=0.35g$).

Los factores que más afectan a la seguridad del tráfico durante un sismo moderado son la intensidad del sismo, la velocidad de los trenes y el tipo de vehículo. Los vehículos que presentaron un peor comportamiento ante los sismos a viajar o entrar en un puente fueron los coches de transición, porque tienen menos masa. El momento más crítico para la seguridad del tráfico durante un sismo es cuando los coches de pasajeros de un tren entran en el puente. Mejora de la respuesta dinámica transversal de viaducto alto frente a la acción de los trenes de alta velocidad y del sismo con amortiguadores de masa sintonizados (AMS):

- ◆ Para los viajes en vía sobre el puente, mejorado con AMS horizontales, los resultados de las simulaciones numéricas son para sismos moderados no uniformes y espacialmente variables de intensidad $PGA=0.01g$ y $0.03g$ m/s^2 . Los viajes del tren convencional y el tren articulado se han simulado con sismo de intensidad de $PGA=0.03g$ m/s^2 . Mientras el viaje del tren regular se ha simulado con sismo de intensidad de $PGA=0.01g$ m/s^2 . La mejora de las respuestas de los trenes y del puente con la implementación de los AMS horizontales es muy notable. Importante anotar sobre el tren regular, que a pesar de que ha sido analizado con sismos moderados de menor intensidad que los utilizados para los otros dos trenes, la mejora en el comportamiento del tren es muy pequeña.
- ◆ Con esta configuración de puente, los amortiguadores reducen la respuesta dinámica lateral del tablero, y por lo tanto, éste transmite una menor excitación al



vehículo a través de las fuerzas de contacto. Al disminuir las fuerzas de contacto eje-vía mejoran los índices de seguridad del tráfico.

- ◆ El uso de amortiguadores de masa sintonizado en el puente:
 - ◆ Disminuye significativamente las aceleraciones laterales del tablero en todas sus secciones (sección centro de vano y sección pilas).
 - ◆ Disminuye significativamente los desplazamientos laterales del tablero en todas sus secciones.
 - ◆ Permite que los tres tipos de trenes de AV estudiados circulen a 340 km/h por un viaducto alto como el estudiado, en condiciones de seguridad, cuando actúa un sismo moderado con $PGA=0.3 \text{ m/s}^2$ (para el tren articulado y el convencional) y $PGA=0.1 \text{ m/s}^2$ (para el tren regular).
 - ◆ El viaje del tren convencional, a esa velocidad (340 km/h), es seguro bajo un sismo con $PGA=0.3 \text{ m/s}^2$ sin necesidad de instalar en el puente los amortiguadores de masa sintonizados.
 - ◆ El viaje del tren articulado, a esa velocidad (340 km/h), no es seguro cuando actúa un sismo de $PGA=0.3 \text{ m/s}^2$ si el puente no tiene instalados los amortiguadores. Este tren sólo podría soportar sismos con $PGA=0.3 \text{ m/s}^2$ con velocidad hasta 280 km/h.
 - ◆ El viaje del tren regular, a esa velocidad (340 km/h), es seguro bajo la acción de un sismo con $PGA=0.1 \text{ m/s}^2$ sin que el puente tenga instalados los amortiguadores. Sin embargo, hay que destacar que con el uso de los AMS el tren regular no ha mostrado una mejora significativa en comparación con los otros dos trenes, a pesar de que estaba expuesto a sismos moderados de menor intensidad. Esto se atribuye a que el tren es el más ligero de todos, lo que le confiere menor masa, menor inercia y se mueve más incluso y con menores intensidades de sismo.
- Este estudio ha detectado resonancias en las aceleraciones laterales de los vehículos. Estas resonancias, se manifiestan como un ligero aumento en el movimiento del tren a ciertas velocidades.



15 Bibliografía

- Ayasse, J. B., & Chollet, H. (2006). Handbook of Railway Vehicle Dynamics, chap. Wheel-Rail Contact. *CRC Press.*, 122, 124, 86–120.
- Chen, G., & Z., W. (2004). A new wheel/rail spatially dynamic coupling model and its verification. *Veh*, 41, 301-322.
- Connor, J. J. (2002). *Introduction to structural motion control* (Vol. 4).
- Deodatis, G. (1996a). *Non-Stationary Stochastic Vector Processes: Seismic Ground Motion Applications*. Seismic Ground Motion Applications.
- Deodatis, G. (1996b). *Non-Stationary Stochastic Vector Processes: Seismic Ground Motion Applications*. Seismic Ground Motion Applications.
- DEsolver, A. (2011). *Users Manual for Program KPF. Generation of wheel-rail geometrical properties. Part of GENSYS software, AB DEsolver in cooperation with the Royal Institute of Technology (KTH) Stockholm and Chalmers University of Technology Gothenburg Sweden, Östersund Sw* (p. 12).
- EN-14363. (2005). EN-14363, Railway applications-Testing for the acceptance of running characteristics of railway vehicles-Testing of running behaviour and stationary tests, European Committee for Standardization. Brussels; En *EN-14363, Railway applications-Testing for the acceptance of running characteristics of railway vehicles-Testing of running behaviour and stationary tests, European Committee for Standardization. Brussels*;
- Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. (2017). Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. En *Parte* (Vol. 2).
- Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. (2017). *Parte*, 2.
- European Committee for Standardization. EN-1998-1. (2004). EN-1998-1. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. En *EN-1998-1. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. EN-1998-1. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings.
- Gerlici, J., & Lack, T. (2011). Railway wheel and rail head profiles development based on the geometric characteristics shapes. *Wear*, 271 (1-2), 246 – 258.
- H, X., Y, H., N, Z., & Guo, W. W. (2006). Dynamic analysis of train–bridge system subjected to non-uniform seismic excitations. *Earthq Eng Struct Dyn*, 35(19), 1563–1579.
- IAPF-07 Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril, Dirección General de Ferrocarriles., (2010).
- Jin, Z., & Liu, W. (2022). Fragility analysis for vehicle derailment on railway bridges under earthquakes. *Rail. Eng. Science*.
- Jin, Z., Liu, W., & Pei, S. (2022). A Code-Type Method to Assess the Running Safety of Railway Vehicles on Bridges Shaken by Earthquakes Including Girder's Torsional Motion. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*.
- Liu, K., & R., E. (2009). Experimental and numerical analysis of a composite bridge for high-speed trains. *J. Sound Vib.*, 320, 201-220.
- M, T., N, M., H, W., M, S., H, O., & Y, T. (2008). A simple and efficient numerical method for dynamic interaction analysis of a high-speed train and railway structure during an earthquake. *J Comput Nonlinear Dyn*, 3(4):04100(4).



- Montenegro, P. A., Calcada, R., Pouca, N. V., & Tanabe, M. (2015). Running safety assessment of trains moving over bridges subjected to moderate earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(3), 483-504. <https://doi.org/10.1002/eqe.2673>
- NCSP-07. (2007).
- Olmos, J. M. (2015). *Estudio de la respuesta dinámica transversal de viaductos altos de líneas de ferrocarril de alta velocidad bajo la acción de las cargas de uso*. <http://oa.upm.es/39112/.es>
- Olmos, J. M. (2018a). Improvement of the lateral dynamic response of a high pier viaduct under turbulent wind during the high-speed train travel. *Engineering Structures*, 165, 368-385.
- Olmos, J. M. (2018b). Non-linear vehicle-bridge-wind interaction model for running safety assessment of high-speed trains over a high-pier viaduct. *Journal of Sound and Vibration*, 419, 63-89.
- Olmos, J. M., & Astiz, M. Á. (2022). Response of a high-speed train travelling over a long and high-pier viaduct during moderate earthquakes. *Bulletin of Earthquake Engineering*.
- Ormondroyd, J. (1928). *Theory of the Dynamic Vibration Absorber*.
- SH, J. (2012). Nonlinear analysis of high-speed trains moving on bridges during earthquakes. *Nonlinear Dynamics*, 69(1), 173-183.
- Tsai, H. C., & Lin, G. C. (1993). Optimum tuned-mass dampers for minimizing steady-state response of support-excited and damped systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 22-11, 957-973.
- Warburton, G. (1981). Optimum absorber parameters for minimizing vibration response. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 251-262.
- Warburton, G. (1982). Optimum absorber parameters for various combinations of response reductions parameters. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10, 381-401.
- Warburton, G., & Ayorinde, E. (1980). Optimum absorber parameters for simple systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 8, 197-217.
- Wilson, E. L. (2002). Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures. *Computers and Structures*, 3rd Editio, 234-249.
- X, X., L, L., & X, J. (2012). A study of the derailment mechanism of a high speed train due to an earthquake. *Veh Syst Dyn*, 50(3), 449-470.
- Xia, H. N. (2018). *Dynamic Interaction of Train-Bridge Systems in High-Speed Railways: Theory and Applications*. Obtenido de. <https://doi.org/10.1007/978-3-662-54871-4>
- Xiu, L. (2005). Study on methodology for running safety assessment of trains in seismic design of railway structures. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 25(2), 79-91.
- Yang, Y., & Y, W. (2002). Dynamic stability of trains moving over bridges shaken by earthquakes. *J Sound Vib* 258(1):, 258(1), 65-94.
- Zhang, N., & X., H. (2008). Vehicle-bridge interaction analysis under high-speed trains. *J. Sound Vib.*, 309, 407-425.
- Zhang, N., & X., H. (2010). Vehicle-bridge interaction analysis of heavy load railway. *Procedia Eng*, 347-354.