

# ESTUDIOS PARAMÉTRICOS PARA LA EVALUACIÓN DE EFECTOS DINÁMICOS EN PUENTES DE FERROCARRIL CON MODELOS SIMPLIFICADOS

Teresa Ancochea\*, Javier Oliva, José M. Goicolea y Pablo Antolín.

Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras  
E.T.S.I Caminos, Canales y Puertos.  
Universidad Politécnica de Madrid  
Avda Profesor Aranguren s/n 28040 Madrid, Spain  
e-mail: ancochea@mecanica.upm.es, joliva@mecanica.upm.es, goico@mecanica.upm.es,  
pantolin@mecanica.upm.es web: <http://w3.mecanica.upm.es>

**Keywords:** Dinámica de puentes de ferrocarril, trenes automotores, calibración de modelos de elementos finitos.

**Abstract.** *El análisis dinámico de todos los puentes de una línea ferroviaria, que puede ser necesario para establecer que puentes son compatibles con un determinado tráfico y caracterizar el tipo de línea, requiere de un número elevado de cálculos. Realizar un modelo de elementos finitos de cada puente y llevar a cabo su análisis supondría un coste computacional muy grande. Por ello, en este artículo se plantea un estudio paramétrico basado en ecuaciones analíticas que permite realizar el análisis de un rango amplio de puentes con un coste computacional reducido.*

*Se describen en detalle los esquemas numéricos de análisis modal, comparándolos con los métodos de integración directa, y los distintos algoritmos de integración utilizados. Se muestran los resultados de la aplicación de esta metodología simplificada en el análisis de un amplio rango de puentes simplemente apoyados bajo el tráfico de trenes automotores. Este tipo de trenes, recientemente incorporados a las normativas, pueden producir unos efectos dinámicos importantes al alcanzar cargas de 21 t/eje y poder circular a altas velocidades.*

*El estudio paramétrico supone una primera aproximación que permite determinar los puentes que son más sensibles desde el punto de vista dinámico y que pueden requerir, en una segunda fase, de un estudio más detallado. Se presenta el caso de un puente real de la red ferroviaria española que permite analizar las limitaciones de la metodología simplificada. Para este puente se incluye la realización de la calibración del modelo en base a resultados experimentales.*

## 1. INTRODUCCIÓN

El análisis dinámico de la acción del tráfico sobre puentes de ferrocarril puede ser necesario, especialmente a altas velocidades, para evaluar que la respuesta no exceda los valores máximos permitidos de diseño en términos de flechas, aceleraciones o otros límites mecánicos. Esto puede requerir de cálculos individuales con distinto grado de detalle así como de medidas experimentales que permitan la calibración de los modelos.

Un primera aproximación al análisis dinámico de puentes de una determinada línea de ferrocarril puede ser llevado a cabo mediante estudios paramétricos. El objetivo de estos estudios es identificar las características de los puentes con un potencial riesgo de producir una respuesta dinámica excesiva mediante el uso de modelos dinámicos simplificados que cubran un amplio rango de parámetros del puente o una determinada línea. Estos puentes pueden ser después evaluados en una segunda fase usando unos métodos más detallados y un análisis individualizado que permita establecer que puentes son compatibles con determinado tráfico y cuales deben ser actualizados. En este artículo se presenta la metodología así como algunos de los resultados que se pueden obtener de estos estudios.

Los trenes automotores poseen la tracción distribuida en distintos coches y son, por tanto, mucho más pesados que los trenes de pasajeros habituales, llegando a alcanzar las 21 t/eje. Este tipo de trenes, que puede producir unos efectos dinámicos importantes en los puentes de ferrocarril, han sido recientemente incorporados a las normativas. En este artículo se analizan los efectos producidos por los mismos utilizando tanto los nuevos modelos de carga establecidos en el Eurocódigo como trenes reales de este tipo.

## 2. PARÁMETROS CONSIDERADOS

Se consideran dos tipos de parámetros básicos:

1. *Rango de puentes*: tipología del puente (se han considerado exclusivamente puentes simplemente apoyados), luz del puente ( $L$ ), frecuencia fundamental ( $n_0$ ), masa por unidad de longitud ( $\bar{m}$ ), rigidez, amortiguamiento ...etc.
  - *Luz*: Se ha considerando un rango de luces que varía desde 5 hasta 30 m.
  - *Frecuencia natural del puente*: Se definen 4 niveles de frecuencia del puente en función de la luz del mismo que vienen definidos en la figura 1.
  - *Masa* : Se definen 4 niveles de masa lineal para el puente: muy baja (3 ton/m), baja (8 ton/m), media (12 ton/m) y alta (20 ton/m).

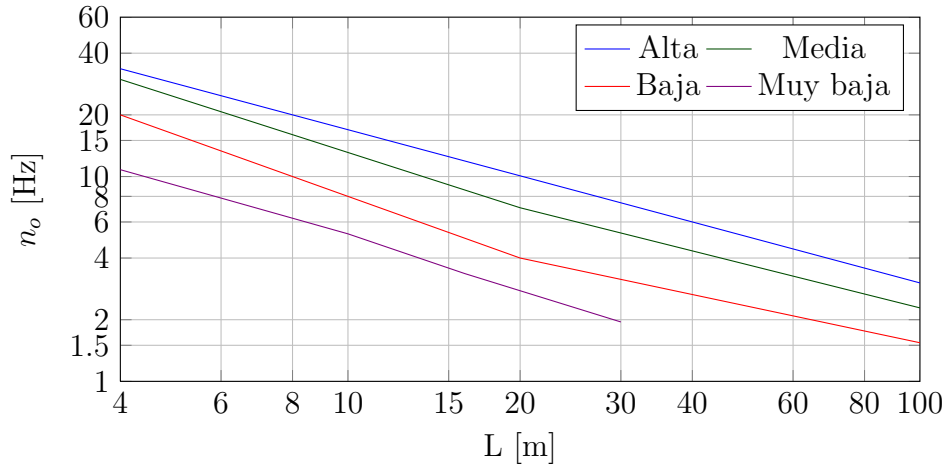


Figura 1. Límites que determinan la frecuencia natural del puente  $n_0$  [Hz] en función de la luz  $L$  [m]. Basados en [2]

2. *Rango de trenes y sus velocidades asociadas*: se ha considerado un conjunto de trenes reales individuales y modelos de carga para trenes automotores definidos en [1].

### 3. MÉTODOS E HIPÓTESIS

#### 3.1. Hipótesis de cálculo

1. Modelo estructural: Se ha considerado un modelo básico que solo considera la flexión en el plano vertical y no incluye efectos de torsión.
2. Amortiguamiento: utilizamos el mismo para todos los modos, siendo éste el definido en [2] para puentes de hormigón armado.
3. Número de modos de vibración: se consideran todos los modos con frecuencias inferiores a los 100 Hz, teniendo en cuenta que el carril de una línea ferroviaria suele tener frecuencias cercanas a los 100 Hz, y si consideramos un orden superior de frecuencias también sería necesario realizar modelos más complejos que tuvieran en cuenta el carril

4. Los cálculos se llevan a cabo con un modelo de cargas móviles, considerando la distribución de la carga a lo largo de la vía sobre el tablero del puente. La carga vertical que actúa sobre el carril se distribuye sobre tres traviesas consecutivas con una relación  $\frac{1}{4}, \frac{1}{2}, \frac{1}{4}$  (ver figura 2). Considerar la carga como distribuida supone una reducción de la respuesta dinámica (ver figura 3) que será mayor cuanto mas corto sea el puente, menor masa y mayor frecuencia tenga, así como cuanto más baja sea la velocidad de paso del tren.

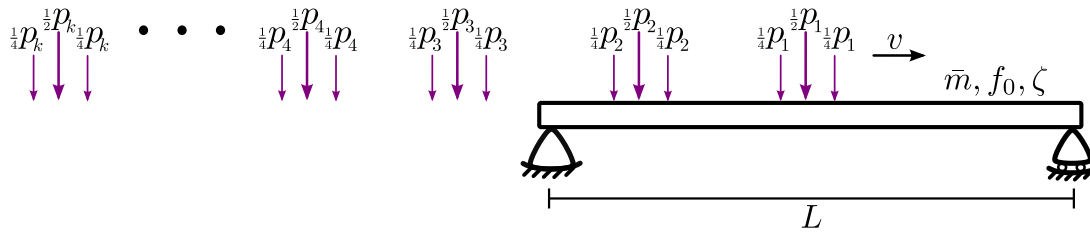


Figura 2. Esquema de cargas móviles distribuidas en traviesas consecutivas

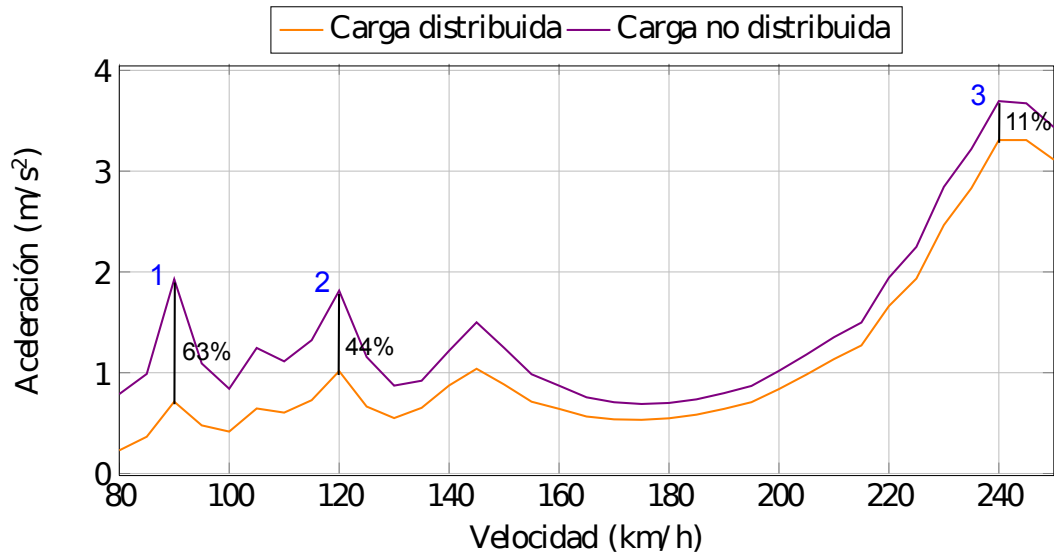


Figura 3. Reducción de las aceleraciones al considerar un modelo con carga distribuida. Aceleraciones producidas por el paso del tren AB-1D [1] en un puente de 10 m de luz con masa media y frecuencia media

## 3.2. Métodos y modelos de cálculo dinámico

### 3.2.1. Modelos de cálculo dinámico

Los modelos más sencillos a la hora de realizar un cálculo dinámico son los modelos de cargas móviles que no tienen en cuenta las vibraciones que se producen en el vehículo. Al considerar el vehículo como infinitamente rígido, las cargas por eje tienen un valor constante e igual al que tendrían con el tren parado. Por tanto, este modelo consiste en una serie de cargas con valor determinado separadas entre si una distancia constante que recorren la estructura. Estos modelos suelen proporcionar una solución bastante aproximada y conservadora.

La acción transmitida de las ruedas al carril no es realmente constante, sino que es variable en función de la suspensión de la que disponga el tren. Para tener en cuenta esto es necesario utilizar modelos de interacción vehículo-estructura que incluyen la existencia de mecanismos que disipan la energía o sistemas que la intercambian. Estos modelos pueden ser de mayor o menor complejidad y se encuentran descritos en [9].

Los modelos de interacción vehículo-estructura generalmente proporcionar valores de la respuesta dinámica menores a los producidos por los modelos de cargas móviles. Esta reducción es especialmente importante cuando se producen fenómenos de resonancia, en puentes de masa baja y cuando la frecuencia del puente coincide con la frecuencia de la suspensión del bogie. En la figura 5 se muestra un caso extremo en el que confluyen estos tres factores. Vemos que en el pico resonante se llegan a alcanzar reducciones de hasta un 70 %.

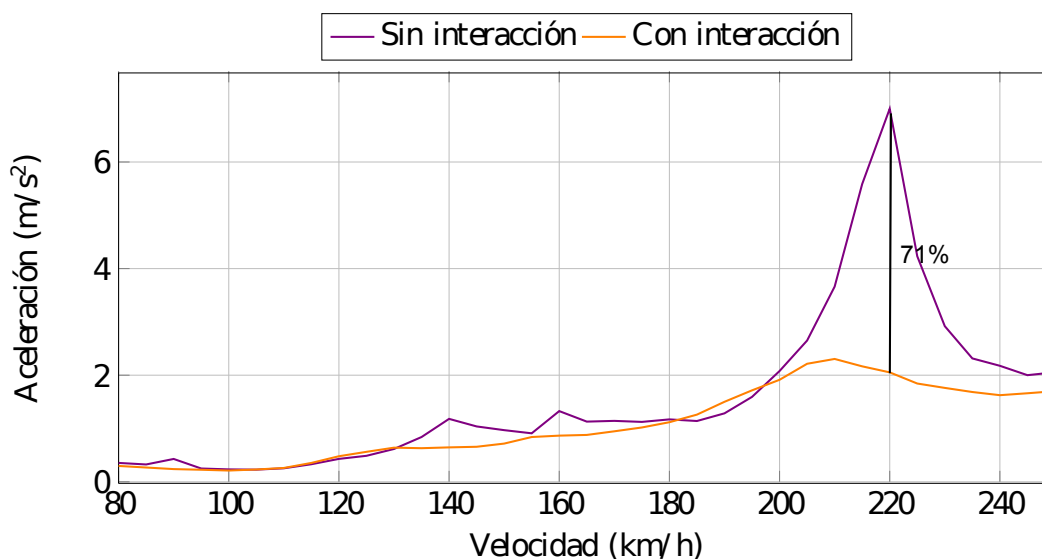


Figura 4. Caso extremo de reducción en las aceleraciones producida por un modelo de interacción vehículo-estructura. Tren AB-1D [1] en un puente de 30 m de luz con una masa muy baja y una frecuencia alta (similar a la de la suspensión del bogie).

### 3.3. Métodos de cálculo dinámico

Existen principalmente dos métodos de cálculo dinámico: los basados en integración directa y los basados en descomposición modal.

#### 3.3.1. Métodos basados en integración directa

La ecuación analítica básica que define la ecuación de equilibrio de un sistema lineal con amortiguamiento viscoso es:

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{f}(t) \quad (1)$$

Donde  $\mathbf{M}$  es la matriz de masa,  $\mathbf{C}$  es la matriz de amortiguamiento y  $\mathbf{K}$  es la matriz de rigidez de la estructura, dependientes todas ellas del tiempo.  $\mathbf{f}$  es la función que representa la fuerza aplicada en un determinado instante de tiempo para cada uno de los grados de libertad. El vector  $\mathbf{u}$  representa el desplazamiento para cada uno de los grados de libertad del sistema.

La ecuación 1 constituye un sistema lineal de ecuaciones que puede tener acciones variables en el tiempo o cargas móviles.

Para realizar la integración en el tiempo existen diversos métodos numéricos, entre los que destacaremos el método de  $\beta$ -Newmark y el método de diferencias centrales cuyo desarrollo se puede ver en profundidad en [4]. También se puede emplear el método HHT- $\alpha$  como se explica en [5].

#### 3.3.2. Métodos basados en descomposición modal

Para aplicar los métodos basados en la descomposición modal es necesario que la estructura tenga un comportamiento lineal, siendo esta una hipótesis válida en la mayoría de los casos reales. Si no se cumple esta condición se debe emplear un método basado en la integración directa.

Estos métodos se basan en la descomposición modal de la vibración de la estructura y la posterior combinación de las respuestas de cada modo frente a las cargas móviles. Para ello se deben elegir  $n$  modos de vibración con los que se considere que la respuesta de la estructura queda suficientemente caracterizada. De esta manera se obtienen  $n$  ecuaciones desacopladas que se resuelven mediante integración directa en el tiempo.

Este método tiene el inconveniente de que es necesario obtener los  $n$  modos de vibración antes de poder realizar la integración en el tiempo lo que supone una importante carga de cálculo. No obstante, supone una disminución del tiempo computacional requerido dado que las ecuaciones se encuentran desacopladas.

En el caso de un tren de cargas sobre una viga isostática (recta y sujeta exclusivamente a flexión vertical) la ecuación diferencial que rige la dinámica es:

$$\bar{m}\ddot{u} + (EIu'')'' = p(x, t) = \sum_{k=1}^N P_k \langle \delta(x + d_k - vt) \rangle, \quad (2)$$

donde  $N$  es el número de cargas concentradas  $P_k$  con un espaciamento  $d_k$ ,  $x$  es la coordenada longitudinal y  $u(x)$  es el desplazamiento vertical.  $\bar{m}$  es la masa por unidad de longitud y  $\delta(\cdot)$  es la función delta de kronecker.

Considerando las formas modales  $\phi_i(x)$  y las velocidades angulares asociadas  $\omega_i$ , para cada modo de vibración  $i$  se deduce de 2 la ecuación desacoplada siguiente:

$$M_i \ddot{y}_i + 2\zeta_i \omega_i M_i \dot{y}_i + \omega_i^2 M_i y_i = \sum_{k=1}^N P_k \langle \phi_i(x + d_k - vt) \rangle, \quad (3)$$

Donde  $y_i$  es la amplitud modal de cada  $\phi_i$ ,  $M_i$  es la matriz de masa modal y  $\zeta_i$  es la tasa de amortiguamiento.

Estas ecuaciones, de un solo grado de libertad, se pueden integrar en el tiempo mediante distintos métodos numéricos. Por ejemplo, el método de  $\beta$ -Newmark o el método de integración exacta que se encuentran descritos en [4].

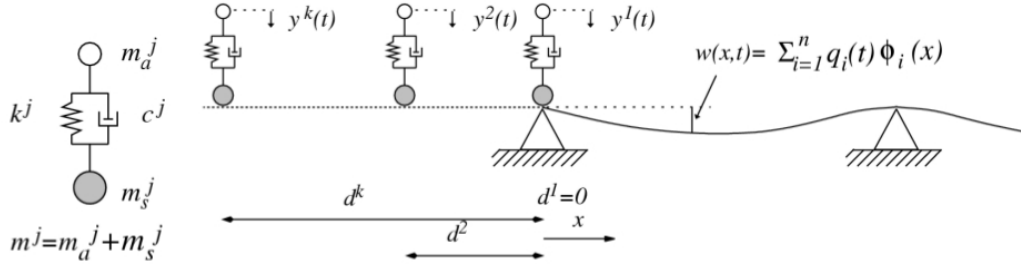


Figura 5. Cargas del tren pasando por un puente de acuerdo con el modelo de interacción vehículo-estructura simplificado: a) elemento de interacción; b) definición geométrica de las variables.

Si utilizamos un modelo de interacción vehículo-estructura simplificado en el que el puente tiene  $i = 1 \dots n$  modos de vibración y el tren tiene  $j = 1 \dots k$  elementos de interacción (ver figura 5), las ecuaciones para cada modo de vibración son:

$$M_i \ddot{q}_i + C_i \dot{q}_i + K_i q_i = \sum_{j=1}^k \langle \phi_i(d_{\text{rel}}^j) \rangle (g m^j + m_a^j \ddot{y}^j), \quad (4)$$

y para cada elemento de interacción ( $j = 1 \dots k$ ):

$$m_a^j \ddot{y}^j + k^j \left[ y^j - \sum_{i=1}^n q_i \langle \phi_i(d_{rel}^j) \rangle \right] + c^j \left[ \dot{y}^j - \sum_{i=1}^n \dot{q}_i \langle \phi_i(d_{rel}^j) \rangle - \sum_{i=1}^n q_i v \langle \phi_i'(d_{rel}^j) \rangle \right] = 0 \quad (5)$$

Siendo  $d_{rel}^j = vt - d^j$  la posición relativa en el puente de cada elemento  $j$  y  $\langle \phi() \rangle$  un operador que vale  $\phi(x)$  cuando la carga esta dentro del puente y 0 si esta fuera. Para simplificar las expresiones, de aquí en adelante  $\langle \phi_i(d_{rel}^j) \rangle$  sera expresado como  $\langle \phi_i^j \rangle$ .

Para facilitar su programación estas ecuaciones se pueden sintetizar a una ecuación análoga a 1 utilizando las matrices definidas a continuación. Posteriormente, y dado que las ecuaciones tienen más de un grado de libertad, no se puede emplear un algoritmo de integración exacta, por lo que se opta por un  $\beta$ -Newmark. Nótese que las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento no son constantes en el tiempo; no obstante, se ha programado el algoritmo suponiéndola constante en cada intervalo  $\delta t$ .

$$\mathbf{u} = \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_n \\ y^1 \\ y^2 \\ \vdots \\ y^k \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$\mathbf{M}_{(n+k)(n+k)} = \left[ \begin{array}{ccc|cccc} M_1 & & 0 & & & & & & & \\ & M_2 & & & & & & & & \\ & & \ddots & & & & & & & \\ 0 & & & M_n & & & & & & \\ \hline & & & & 0 & & & & & \\ & & & & & 0 & & & & \\ & & & & & & m_a^1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & 0 & m_a^2 & 0 & 0 \\ & & & & & & 0 & 0 & \ddots & 0 \\ & & & & & & 0 & 0 & & m_a^k \end{array} \right] \quad (7)$$

$$\mathbf{M}_{12_{n \times k}} = \begin{bmatrix} \langle \Phi_1^1 \rangle m_a^1 & \langle \Phi_1^2 \rangle m_a^2 & \dots & \langle \Phi_1^k \rangle m_a^k \\ \langle \Phi_2^1 \rangle m_a^1 & \langle \Phi_2^2 \rangle m_a^2 & \dots & \langle \Phi_2^k \rangle m_a^k \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \langle \Phi_n^1 \rangle m_a^1 & \langle \Phi_n^2 \rangle m_a^2 & \dots & \langle \Phi_n^k \rangle m_a^k \end{bmatrix} \quad (8)$$





### 3.3.3. Software utilizado

Se ha utilizado el programa CALDINTAV [3] de cálculo dinámico de puentes de ferrocarril, desarrollado por el Grupo de Mecánica Computacional de la Universidad Politécnica de Madrid. Este programa utiliza un método de análisis dinámico basado en la descomposición modal. Para puentes simplemente apoyados con un comportamiento tipo viga, y asumiendo que no se produce deformación por cortante, los modos normales son funciones armónicas sencillas (pej. funciones seno) que se determinan analíticamente.

Este programa permite considerar la interacción vehículo-estructura realizando la integración de la manera descrita en 3.3.2 así como utilizar la carga distribuida entre traviesas. Su programación en MATLAB permite además paralelizar utilizando varios procesadores en el cálculo, optimizando aún más el tiempo computacional.

Los resultados de la integración son las aceleraciones, velocidades y desplazamientos en el centro de vano del tablero para cada instante. El programa obtiene los máximos de estas historias temporales para cada velocidad de paso del tren y devuelve las envolventes (ver figura 6).

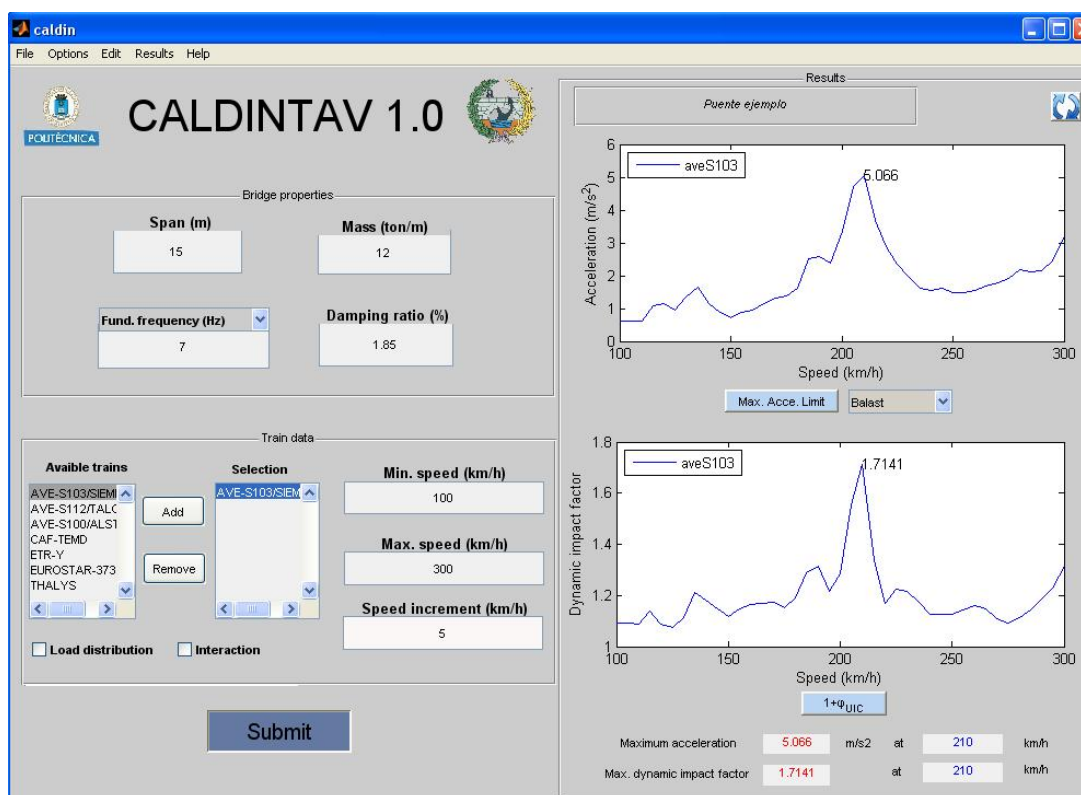


Figura 6. Programa CALDINTAV [3]. Realiza el cálculo por descomposición modal del problema dinámico y obtiene las envolventes.

## 4. RESULTADOS DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO

### 4.1. Respuesta dinámica de un puente de 10 m de luz

Para poder estudiar las velocidades a las que se producen valores críticos de diseño y los puntos de resonancia es necesario el uso de envolventes. Las envolventes de primer orden consisten en barridos de velocidades, en los cuales se muestra el valor máximo del parámetro (aceleración, desplazamiento...etc). Es decir, para cada velocidad se ha obtenido el valor máximo de la historia temporal de un determinado parámetro. Las figuras 7 y 8 son envolventes de primer orden con respecto a la velocidad para el caso de un puente de 10 m de luz.

En la figura 7 se muestran las máximas aceleraciones en centro de vano para distintas velocidades. Se puede ver como para velocidades por encima de los 340 km/h casi todos los trenes producen aceleraciones por encima de los límites aceptables (5 km/h para puentes nuevos [2]).

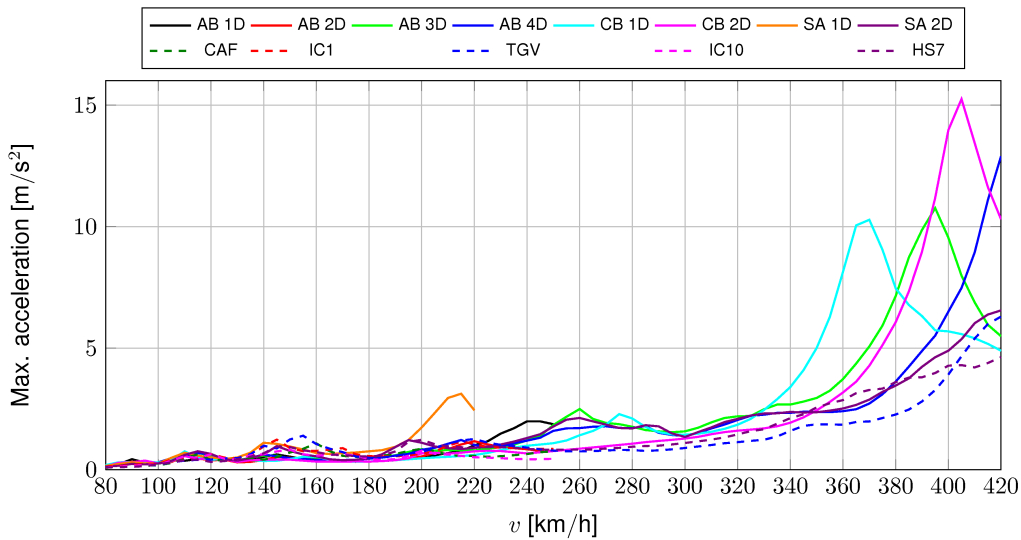


Figura 7. Máxima aceleración en centro de vano para cada velocidad de paso del tren en un puente de 10 m de luz con masa media y frecuencia media.

Otra respuesta clave desde el punto de vista del diseño y la comprobación de puentes existentes es el factor de impacto dinámico, que nos permite conocer la amplificación de la respuesta estática producida por los fenómenos dinámicos. En la figura 8 se representa el factor de impacto dinámico ( $1 + \varphi'$ ) en relación con los desplazamientos frente a las distintas velocidades de paso del tren. Para facilitar la evaluación de cuando se están produciendo efectos dinámicos excesivos se incluye el límite ( $1 + \varphi'_{UIC}$ ) definido en [7]).

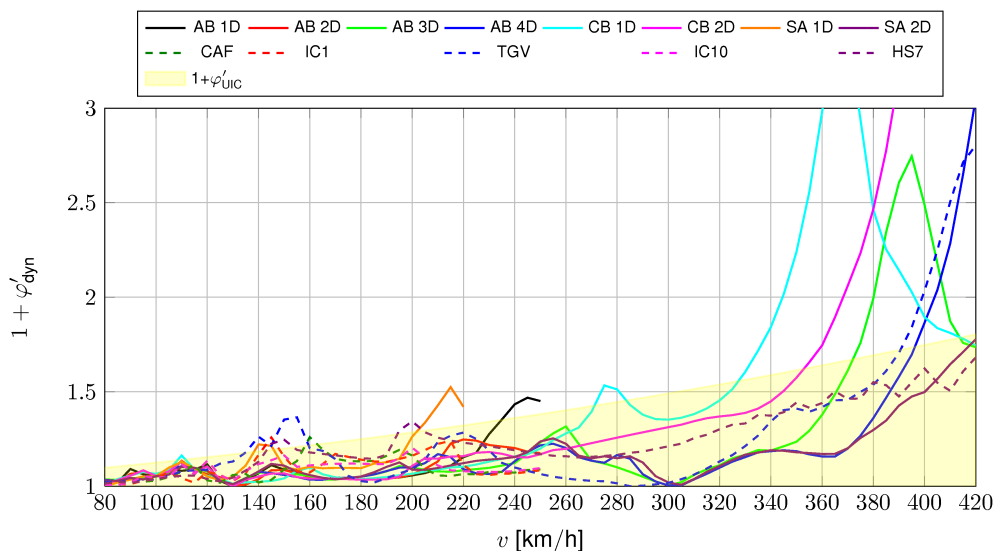


Figura 8. Factor de impacto dinámico referido a los desplazamientos en el centro de vano frente a la velocidad del tren para un puente de 10 m de luz con frecuencia media.

#### 4.2. Respuesta dinámica para el rango completo de puentes

A continuación se muestran algunos de los resultados representativos para el conjunto completo de puentes. Se utilizan envolventes de segundo orden con respecto a la luz del puente. En la figura 9 se muestran las máximas aceleraciones para puentes de masa media y frecuencia media en función de la luz de los mismos. Se observa que los puentes de luces comprendidas entre 15 y 20 m tienen unas aceleraciones en tablero que superan el límite de los 5 km/h para la mayoría de los trenes y para velocidades de paso de hasta 250 km/h.

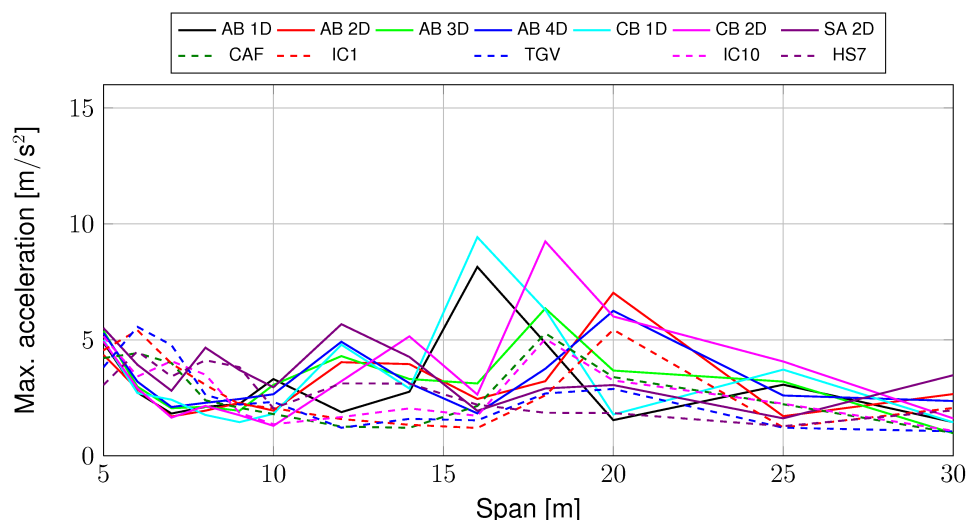


Figura 9. Máxima aceleración en centro de vano de los puentes de masa media y frecuencia media al paso de distintos trenes con velocidades de hasta 250 km/h

## 5. CASO REAL

El estudio paramétrico permite realizar una primera evaluación de los efectos dinámicos de un conjunto de puentes. Una vez conocidos los puentes que son más sensibles a estos efectos puede ser necesario llevar a cabo un estudio más detallado de los mismos con modelos de elementos finitos. En este apartado se muestra el análisis en profundidad de un caso real con el fin de ilustrar las diferencias y limitaciones de los procedimientos paramétricos anteriores.

Se propone el caso de un puente continuo que pertenece a la línea de Alta Velocidad Madrid-Barcelona. El Viaducto del Jalón es un puente de 6 vanos con una sección cajón de hormigón pretensado. Este puente se está actualmente monitorizando en el marco del proyecto Viadintegra (Ministerio de Ciencia e Innovación, Ref IPT-270000-2010-012).

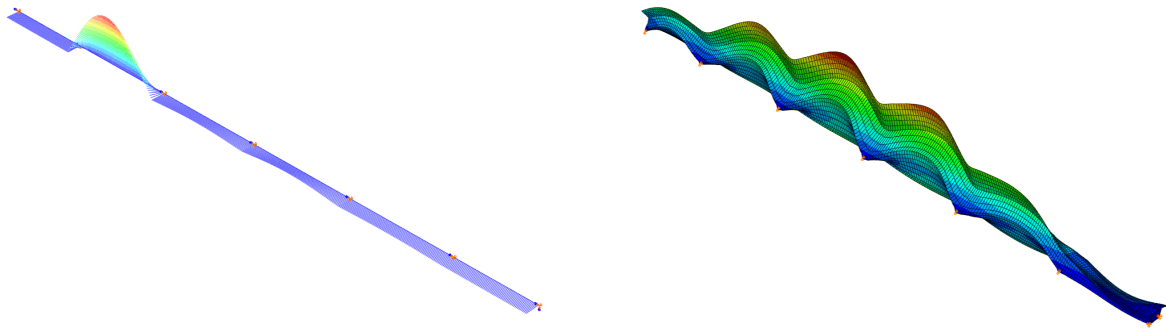
Para el estudio de este puente se han realizado 3 modelos distintos de elementos finitos con distintos tipos de elementos para el tablero: tipo viga, tipo lámina y tipo sólido. Las pilas se han modelado con elementos tipo viga en todos los casos. El modelo de vigas tiene limitaciones derivadas de las hipótesis asumidas en este tipo de elemento, principalmente la de indeformabilidad de la sección. Como ejemplo la figura 11 muestra el primer modo de torsión de un modelo del tablero con elementos viga y con elementos lámina (en el módulo de vigas se ha añadido unos elementos transversales rígidos, sin masa, para mejorar la visualización, estos elementos no afectan a los modos o frecuencias del modelo). En el modelo de vigas el modo solo incluye la torsión de un vano ya que no hay transmisión de la rotación de eje longitudinal de un vano a otro debido a que esta totalmente coartada en los apoyos sobre pilas al ser estos dobles. En el modelo de lámina,



**Figura 10.** Viaducto del Jalón

aunque se modelizan los dos apoyos de cada pila restringiendo totalmente el movimiento vertical, si se produce transmisión de torsión y el modo involucra a todo el tablero. Esto mismo ocurre para el modelo de sólidos.

Se han tomado medidas de las aceleraciones en distintos puntos del tablero a lo largo de meses y se ha obtenido a partir de ellas una serie de modos de vibración del puente, con sus frecuencias asociadas. En la figura 12 comparamos las frecuencias de los modos obtenidas experimentalmente con las que se obtienen de los distintos modelos numéricos. Se observa que el modelo de vigas es el que tiene mayores errores en la estimación de las frecuencias y no es capaz de recoger el modo 13 que es un modo de torsión por lo comentado anteriormente. El modelo tipo sólido es el que tiene menos error con respecto a las medidas experimentales, no obstante es un modelo muy exigente desde el punto de vista computacional.



**Figura 11.** Trasmisión de la torsión en el modelo de vigas y en el modelo de láminas.

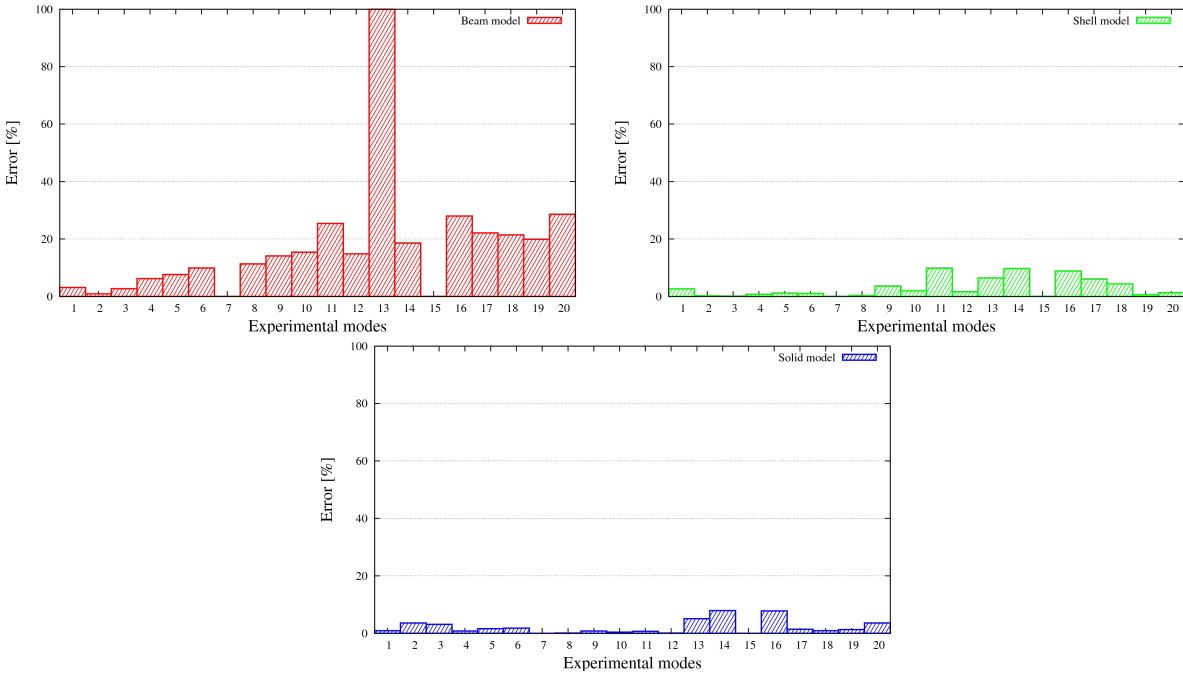


Figura 12. Errores en las frecuencias de los distintos modos de los distintos modelos respecto de las medidas experimentalmente

Si se quiere reducir los errores derivados del cálculo y de las incertidumbres del modelo (geometría de la sección, condiciones de apoyo...etc) es necesario realizar la calibración del mismo en base a las mediciones experimentales. Teniendo en cuenta lo expuesto anteriormente se opta por elegir un modelo de láminas para realizar esta calibración, dado que este es capaz de recoger bien los distintos fenómenos y no tiene un coste computacional muy elevado.

Así pues, si representamos la matriz de MACs (definidos en [13]) de los modos numéricos frente a los experimentales para este modelo (ver figura 13) con los valores de los parámetros estimados (antes de realizar la optimización) podemos ver como existe una muy buena correlación entre los mismos.

La primera parte del proceso de calibración consiste en el análisis de sensibilidad, esto permite ver cuales son las variables que tienen más influencia en la respuesta del puente y por tanto deben ser utilizadas en la optimización. Los parámetros del puente empleados en el análisis de sensibilidad se recogen en la tabla 1.

El resultado del análisis de sensibilidad con estos parámetros se representa en la figura 14 mediante la matriz de correlación de Spearman (definido en [12]). Este coeficiente varía entre -1 y 1, indicando los valores cercanos a 1 una fuerte correlación en el sentido directo y los valores cercanos a -1 una fuerte correlación en sentido inverso. Se considera que si dos parámetros tienen un coeficiente inferior a 0.3 en valor absoluto su correlación es muy baja.

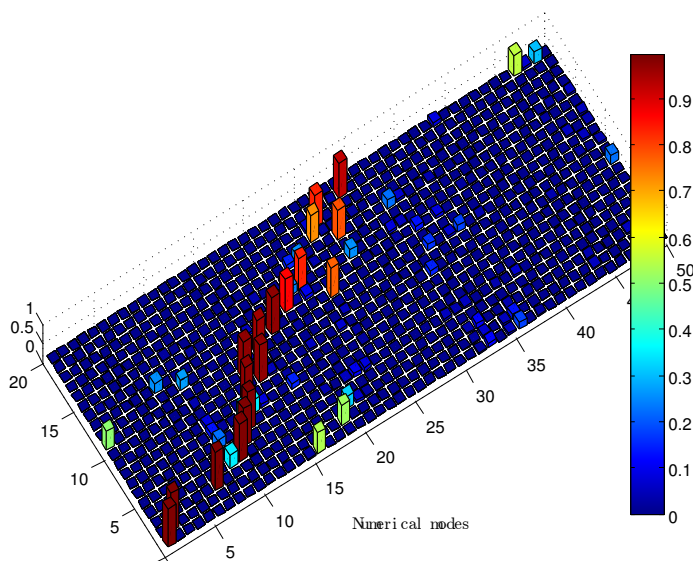


Figura 13. Matriz de MACs para el modelo de láminas con los parámetros estimados (antes de la optimización).

Nombre del parámetro	Descripción
Etab	Módulo de elasticidad del hormigón en tablero
Epil	Módulo de elasticidad del hormigón en pilas
rhotab	Densidad del hormigón en tablero
rhopil	Densidad del hormigón en pilas
muC	Masa no estructural central (balasto)
muE	Masa no estructural en los extremos (impostas...)
kvpots	Constante de rigidez de los apoyos tipo POT
kneo	Constante de rigidez de los apoyos tipo neopreno
nutab	Modulo de Poisson del hormigón del tablero

Cuadro 1. Parámetros utilizados en el análisis de sensibilidad del modelo de elementos finitos tipo lámina del Viaducto del Jalón.

Se puede ver como los parámetros que más influencia tienen en los modos y frecuencias del puente son el módulo de elasticidad del hormigón, tanto el del tablero como el de las pilas, como la densidad del hormigón en el tablero. La rigidez de los neoprenos que se encuentran en el estribo fijo del puente tienen especial importancia en los modos 3,4,6 y 12.



Se considera que los parámetros cuyo coeficiente de correlación con alguna de las respuestas sea superior a 0.3 deben ser incluidos en el proceso de optimización. De acuerdo con esto, será necesario utilizar en el proceso de optimización todos los parámetros menos la masa no estructural de los extremos y el modulo de Poisson del hormigón del tablero al no tener esta influencia significativa ni en frecuencias ni en modos.

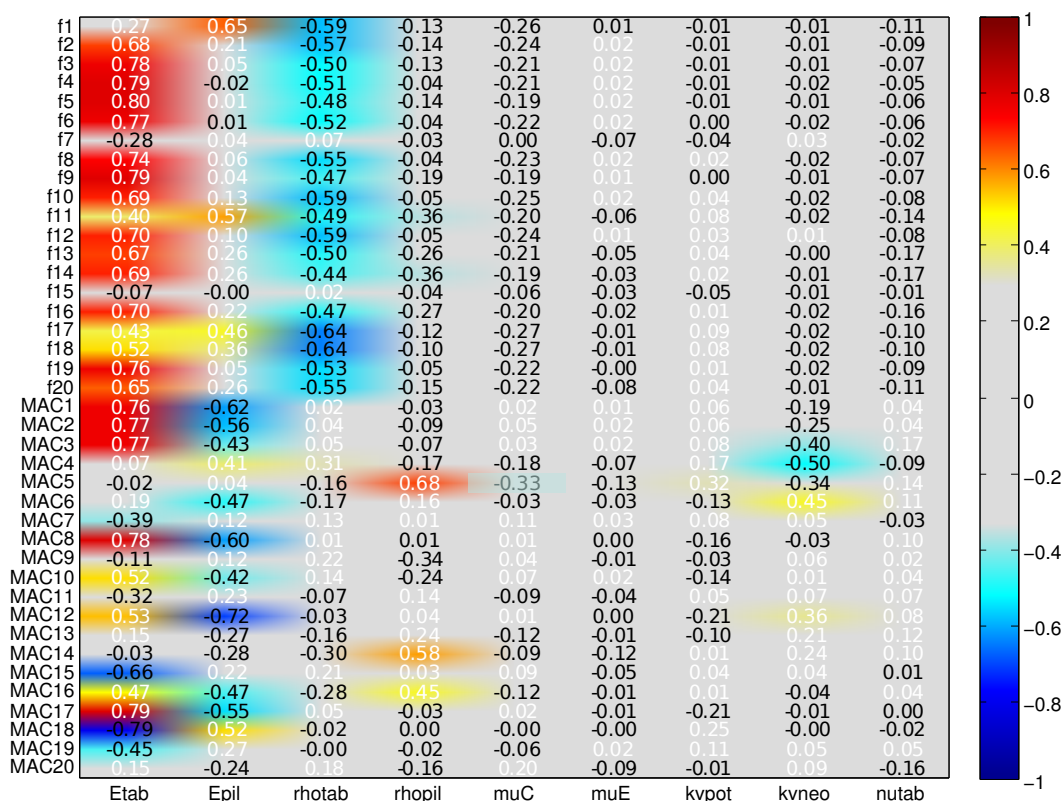


Figura 14. Análisis de sensibilidad del Viaducto del Jalón. Matriz de coeficientes de Spearman.

Una vez realizado el análisis de sensibilidad se lleva a cabo el proceso de optimización, de la manera descrita en [8] dando como resultado el valor optimizado para los distintos parámetros del puente considerados.

## 6. CONCLUSIONES

Se propone una metodología simplificada para la evaluación dinámica de un conjunto amplio de puentes. Se plantea una formulación analítica que permite realizar de una manera sencilla y rápida un cálculo que por elementos finitos tendría un gran coste computacional y de modelización. A través de un software especial se permite además paralelizar el cálculo usando distintos procesadores, incrementando así el rendimiento del proceso.

El estudio paramétrico propuesto tiene algunas limitaciones como, por ejemplo, que no es capaz de recoger los efectos de la torsión. No obstante, se puede utilizar como una primera evaluación en la que se seleccionen los puentes con efectos dinámicos importantes para posteriormente realizar un estudio detallado de estos.

## 7. AGRADECIMIENTOS

Nos gustaría agradecer el apoyo económico al proyecto Viadintegra (Ministerio de Ciencia e Innovación, Ref IPT-270000-2010-012), así como al proyecto de revisión de la norma europea EN-15528 y a todos sus integrantes por ser los motivadores originales de este trabajo y por toda la documentación proporcionada. También queremos dar las gracias al profesor Rui Calçada, a Diogo Ribeiro y a todo su equipo de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Oporto por su colaboración y ayuda en la calibración del Viaducto del Jalón.

## REFERENCIAS

- [1] European Comitee for Standarization: EN 15528 Railway application- Line categories for managing the interface between load limits of vehicles and infrastructure.
- [2] European Comitee for Standarization: EN 1991-2:2003 Eurocode 1: Actions on structures. Part 2: Traffic loads on bridges. Inf. téc, European Committee for Standarization, Brussels, 2003.
- [3] J.Goicolea, P.Antolín, T.Ancochea, J.Dominguez. CALDINTAV User's Guide. <http://w3.mecanica.upm.es/caldintav>.
- [4] Chopra, A.K. Dynamic of structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering. Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 3rd ed., 2006.
- [5] Hilber, H. M y Huges, T.R.J Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics. Earthquake and Structural Dynamics, 5, nº3: 238-292, 1977.
- [6] Ministerio de Fomento. IAPF-07. Instrucción sobre las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril. Inf. téc, Ministerio de Fomento, Madrid, 2007.
- [7] UIC. Code UIC 776-1: Charges a pendre en consideration dans le calcul des ponts-rails, Union Internationale des Chemins de Fer.2006

- [8] D.R. Ferreira Ribeiro: Efeitos Dinâmicos induzidos por Tráfego em Pontes Ferroviárias: Modelação Numérica, Calibração e validação Experimental.
- [9] Dominguez J., Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia. Tesis Doctoral. E.T.S.I Caminos, Canales y Puertos de Madrid (UPM), 2011.
- [10] K. Popp, W. Schiehlen. Ground vehicle dynamics: Chapter 10: Vertical Motions. 2010
- [11] Y.B. Yang et al. Vehicle-Bridge Interaction Dynamics with applications to High-Speed Railways: 176-180, 2004.
- [12] Sheskin, D. Handbook of parametric and nonparametric statistical procedures, Third Edition, 2004. London: Chapman & Hall/CRC
- [13] Allemang, R. The modal assurance criterion- twenty years of use and abuse. Journal of Sound and Vibration, 2003. Volume 37 (8), p.14-21.