

VALORACIÓN DE EFECTOS DINÁMICOS EN PUENTES DE FERROCARRIL: LA RESONANCIA EN LÍNEAS DE ALTA VELOCIDAD

DYNAMIC EFFECTS IN RAILWAY BRIDGES: RESONANCE FOR HIGH SPEED TRAFFIC

JAIME DOMÍNGUEZ BARBERO. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Grupo de Mecánica Computacional, ETSICCyP de Madrid. jaime@mecanica.upm.es

JOSÉ MARÍA GOICOLEA RUIGÓMEZ. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Grupo de Mecánica Computacional, ETSICCyP de Madrid. goicolea@mecanica.upm.es

JORGE NASARRE Y DE GOICOECHEA. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Grupo Proyectos, Ministerio de Fomento-RENFE. General Oráa, 9 29006 Madrid

RESUMEN: Los trenes de alta velocidad producen efectos dinámicos importantes en los puentes debido a la resonancia, efecto que no se produce para velocidades por debajo de 220 km/h. El acoplamiento de las vibraciones producidas al paso de los ejes de un tren puede llegar a amplificar la respuesta de un puente hasta niveles que comprometan su funcionalidad o hasta su seguridad. En este artículo se repasan algunos de los métodos de cálculo propuestos en la reciente normativa europea y se abordan dos aspectos de interés en la etapa de proyecto: la influencia de los fenómenos de interacción vehículo-estructura (que pueden reducir hasta en un 45% la respuesta esperable) y la incidencia de la resonancia en viaductos y pasos inferiores de las líneas de alta velocidad españolas.

PALABRAS CLAVE: CÁLCULO DINÁMICO, PUENTES FERROCARRIL, RESONANCIA, ALTA VELOCIDAD

ABSTRACT: High speed trains travelling over 220 km/h may originate significant dynamic effects in bridges due to resonance. The coupling of the vibrations produced by the train loads may amplify the bridge response compromising its functionality or even its safety in severe resonance. In this paper we discuss some dynamic models included in the latest engineering codes of practise (prEN 1991-2 2002, IAPF-2002, etc.). Following, two practical studies applying the above techniques are presented: an evaluation of the dynamic effects considering vehicle-bridge interaction (a reduction of up to 45% may be achieved), and an appraisal of the practical incidence of resonance in bridges or portal frames underpasses belonging to Spanish high speed railways.

KEYWORDS: STRUCTURAL DYNAMICS, RAILWAY BRIDGES, RESONANCE, HIGH SPEED TRAINS

1. INTRODUCCIÓN

Las nuevas líneas de ferrocarril suponen en la actualidad una alternativa muy competitiva para el transporte entre ciudades situadas a distancias medias. En nuestro país el Plan Nacional de Infraestructuras comprometerá, para el periodo 2000-2007, cerca de cien mil millones de euros, invertidos en gran medida en la red española de alta velocidad. Este capítulo es también prioritario en algunos países vecinos, como Francia. En estos momentos en España se encuentra en operación la línea Madrid-Sevilla, a finales de año está pre-

vista la inauguración del tramo Madrid-Lérida de la línea Madrid-Barcelona-Frontera francesa y el GIF tiene en diversos estados de construcción, adjudicación o proyecto, las líneas Córdoba-Málaga, Madrid-Segovia-Valladolid, el nuevo acceso de alta velocidad a Levante (Madrid-Valencia-Murcia) y el tramo Madrid-Toledo.

Esta importante actividad ingenieril pone de actualidad uno de los aspectos estructurales más importantes asociados específicamente al diseño de los puentes y estructuras de ferrocarril: los efectos dinámicos debidos a las cargas móviles de los trenes.

El estudio básico de los efectos de una carga móvil sobre una viga isostática fue desarrollado, entre otros, por Timoshenko [25]. Asimismo, dentro de la literatura clásica deben citarse los importantes trabajos de [15], [1] y [16], en los que se recopilan modelos y aspectos muy diversos de la dinámica de puentes de ferrocarril.

Tradicionalmente, para valorar de manera simplificada la dinámica de un puente de ferrocarril en el ámbito de proyecto, se ha utilizado el coeficiente de impacto, definido en [26]. Este coeficiente Φ se propuso como resultado de cálculos y mediciones efectuadas en puentes isostáticos bajo la acción de seis trenes de carga distintos. El coeficiente de impacto se aplica a la envolvente de esfuerzos obtenidos con el cálculo estático, cubriendo así los efectos dinámicos producidos por los trenes reales.

La mayoría de las administraciones ferroviarias (véase por ejemplo en el ámbito europeo: [3], [4] y [2]) incluyen en sus normativas el método del coeficiente de impacto.

La aplicación del coeficiente de impacto Φ es suficiente para valorar el efecto dinámico de una única carga móvil, pero no tiene en cuenta la posible resonancia que se podría dar por la repetición cíclica de cargas. Sin embargo, a este respecto hay que mencionar que para las frecuencias de vibración y distancias entre ejes de las composiciones circulantes, la resonancia no ha sido un fenómeno que se diera en la práctica... hasta la aparición de la alta velocidad. Cuando se elaboraron las fórmulas propuestas por la UIC, ni en la red ferroviaria europea ni en los ensayos específicos que se realizaron se habían alcanzado velocidades superiores a los 200 km/h, con excepción de los ensayos realizados en un puente de la red francesa (Angerville) hasta $v=241,2$ km/h y dos puentes de la alemana (Rheda/W Bundestrasse y Rheda/W Nonenstrasse) hasta $v=252,2$ km/h.

Por encima de los 200 km/h, para distancias entre ejes de los coches ferroviarios reales (de 13 y 27 m) —que para una velocidad determinada son las que determinan la frecuencia de repetición de las cargas—, pueden empezar a aparecer fenómenos resonantes. Por ejemplo, en [27] se documentan las mediciones resonantes evidenciadas en el viaducto del Tajo para el tren AVE a una velocidad de 219 km/h. A pesar de constituir un fenómeno clásico de respuesta dinámica, la resonancia ha permanecido ausente hasta el momento en las normas de cálculo y, en consecuencia, no ha sido tenida en cuenta en el proyecto, salvo por el margen proporcionado por los coeficientes de seguridad.

El problema técnico que se plantea en la ingeniería estructural es de enorme importancia: la sociedad demanda la ejecución de un gran número de estructuras y puentes para las nuevas líneas de alta velocidad, pero no se dispone aún de métodos de cálculo fiables, prácticos y suficientemente contrastados en las instrucciones y normas de pro-

yecto. Esta ausencia se ha comenzado a paliar en algunas de las instrucciones de cálculo más recientes, entre las que cabe destacar la italiana [14], el nuevo borrador del Eurocódigo 1 [13] y el nuevo borrador español [20].

Sin embargo, a pesar de que estas propuestas sí consideran adecuadamente los fenómenos resonantes, existe aún una carencia de conocimientos sobre la incidencia de estos efectos en los diversos sistemas estructurales de los puentes de ferrocarril, por lo que resulta muy necesario un esfuerzo investigador importante en este campo.

En la línea de alta velocidad francesa París-Lyon (primera línea de alta velocidad puesta en servicio en Europa) cuyos puentes habían sido proyectados de acuerdo con el esquema de cargas y coeficientes de la UIC, se presentaron problemas de resonancia en algunas estructuras. Estos fenómenos resonantes tienen importancia no sólo en las flechas (o deformaciones) sino en las aceleraciones que se producen en los tableros. En el caso de las flechas, suponiendo un comportamiento elástico, éstas son proporcionales a los esfuerzos, con lo que, en caso de aparecer la resonancia, pueden dejar de estar cubiertas las solicitaciones por el esquema de cargas de la UIC con el correspondiente coeficiente Φ , y se produciría la rotura o deterioro de la estructura. En relación con las aceleraciones y en tableros con balasto, es un hecho experimental que si se somete al balasto a un proceso vibratorio en el que se alcanzan aceleraciones del orden de 0,7 g a 0,8 g (g: aceleración de la gravedad) se produce un fenómeno de licuefacción del balasto, pasando este material a comportarse de manera similar a un fluido. La consecuencia es la aparición de irregularidades importantes en la geometría de la vía que pueden poner en peligro de descarrilamiento al propio tren (o a los que circulan tras él).

En el caso de puentes sin balasto, en todo momento debe asegurarse el contacto entre rueda y carril, es decir, evitar el despegue de aquella (peligro de descarrilamiento) por lo que las aceleración de las oscilaciones debe limitarse a g.

Estos fenómenos en flechas (amplitud de vibraciones) o aceleraciones, que han aparecido en puentes en líneas de alta velocidad, han creado la consiguiente inquietud en el mundo ferroviario.

Por estas razones, es preciso realizar cálculos dinámicos (en ocasiones complicados y costosos en tiempo) para comprobar, al diseñar un puente, que sus características, fundamentalmente rigidez y frecuencia, son compatibles con el paso de los trenes a velocidades elevadas, modificando, en caso necesario, su rigidez o tipología para conseguir que el campo de frecuencias propias de vibración de la estructura sea tal que no se produzcan efectos resonantes con valores que superen los valores de 0,35 g (puentes con balasto) ó 0,5 g (*vía sin balasto*), que corresponden a minorar los valores reseñados anteriormente con

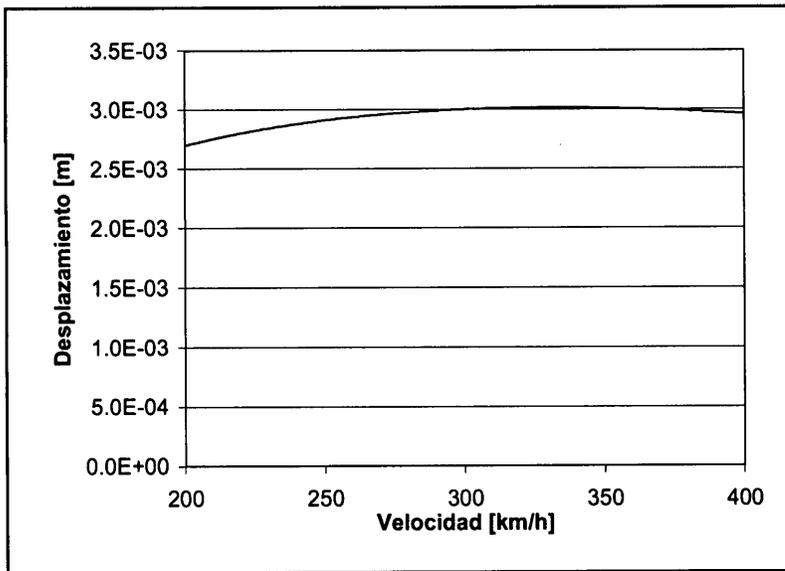


Figura 1. Desplazamiento máximo en el centro del vano en función de la velocidad de la carga. Carga aislada, viga isostática. $\zeta = 2\%$.

un coeficiente de seguridad de 2 y todo ello en el campo de velocidades comprendido entre 200-220 km/h y $1,2 v$ (v , velocidad máxima de circulación por el puente).

Una valoración de la resonancia

Para valorar la importancia de la resonancia en los puentes de ferrocarril se comparan a continuación los efectos dinámicos producidos por el paso de una carga móvil aislada y un tren de cargas móviles.

Supongamos el paso de una carga aislada de 195 kN –carga nominal de un eje de la locomotora del tren ICE2– por un puente isostático de un vano, de 15 metros de luz. Se toman las características mecánicas de referencia de la

Figura 2. Desplazamiento máximo en el centro del vano en función del tiempo para velocidades de paso $v = 200$ km/h y $v = 360$ km/h.

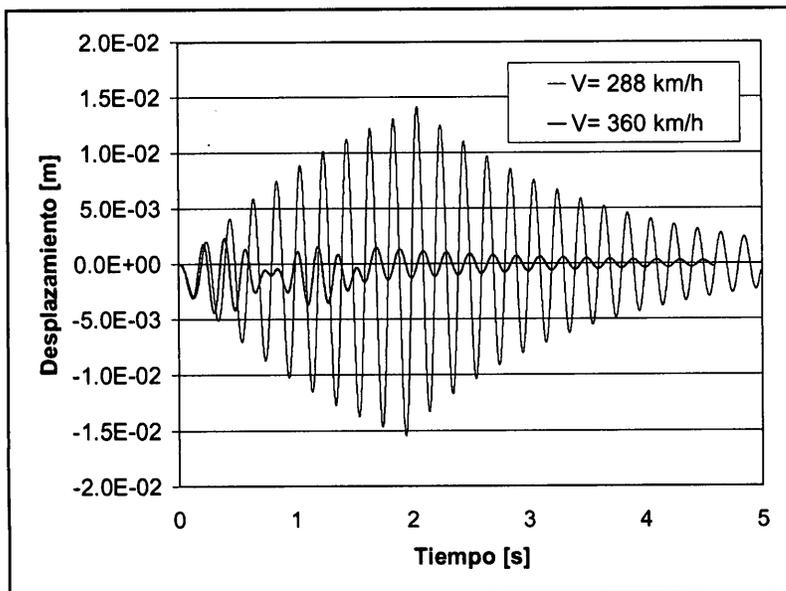


tabla 1 y una tasa de amortiguamiento estructural $\zeta = 2\%$. La máxima deformación estática se produce con la carga aplicada en el centro del vano y resulta ν ($L/2$)=1,78 mm.

La máxima sollicitación dinámica se determina a partir de la velocidad límite de circulación de la carga. Una vez fijada esta velocidad, se debe considerar la posibilidad de que la carga circule a cualquier velocidad dentro del intervalo elegido. En la figura 1 se representa el desplazamiento máximo en el centro del vano para un barrido de velocidades de $v = 200$ km/h hasta $v = 400$ km/h. Cuando la carga circula a 330 km/h se obtiene el máximo desplazamiento ($\delta_{max} = 3,02$ mm).

En el ejemplo planteado si se valora la ampliación dinámica como la relación entre la máxima deformación dinámica y la flecha estática, adopta un valor de 1,69, lo que se interpreta como que la sollicitación dinámica supera casi en un 70 % a la estática esperable.

Considérese ahora el efecto de un tren formado por diez cargas puntuales de igual valor que la estudiada en el caso anterior –195 kN–, separadas unas de otras 16 m. Esta distancia representaría la separación efectiva entre los ejes de distintos vagones de este tren ideal. Nótese que la distancia entre cargas es superior a la longitud del puente, por lo que nunca se encontrarán dos cargas simultáneamente sobre el puente.

En la figura 2 se representa el desplazamiento en el centro del vano, en función del tiempo, para dos velocidades de circulación del tren de cargas (288 km/h y 360 km/h). En el primer caso se puede apreciar un fenómeno resonante típico: los efectos dinámicos producidos por el paso de un eje se acoplan a los producidos por el anterior, amplificando, en consecuencia, la respuesta total del sistema. Estas curvas ponen de manifiesto que la resonancia no es un efecto dinámico cuya magnitud crezca monótonamente con la velocidad, sino que se produce para determinadas velocidades críticas: la historia de desplazamientos producida con el tren circulando a 288 km/h es muy superior a la correspondiente a una velocidad de circulación más elevada (de 360 km/h).

En la figura 3 se comparan las curvas de desplazamientos máximos producidos por la carga aislada y por el tren de cargas, para un barrido de velocidades de 200 km/h a 400 km/h. El desplazamiento dinámico máximo es $\delta_{max} = 15,44$ mm, precisamente para $v = 288$ km/h lo que corresponde a una ampliación dinámica de 8,67.

De los ejemplos anteriores se deduce la importancia que, en términos de sollicitaciones esperables, puede llegar a tener la resonancia, a la vez que se introducen los parámetros que influyen sobre esta ampliación dinámica: distancia entre ejes, frecuencia de vibración, velocidad, etc. Algunos de estos detalles se tratarán con más detalle a lo largo de este artículo.

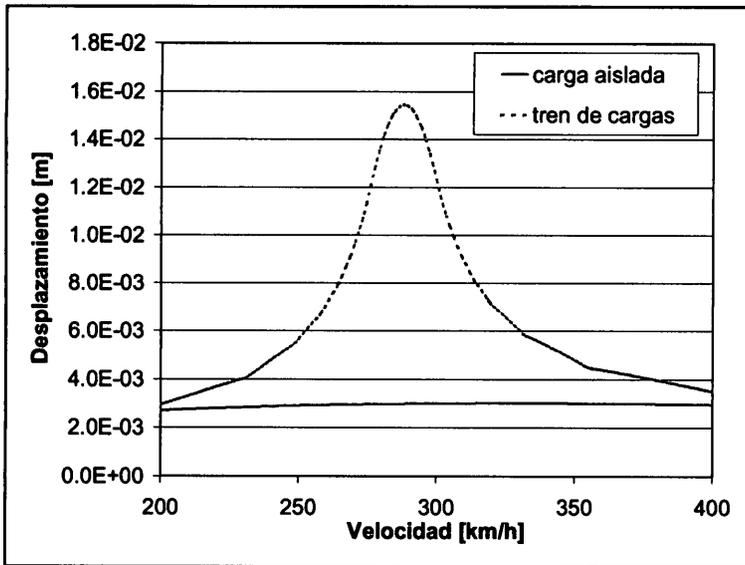


Figura 3. Desplazamiento máximo en el centro del vano en función de la velocidad de paso, para los casos de carga móvil aislada y tren de cargas.

2. LA NUEVA NORMATIVA PARA ALTA VELOCIDAD

Los efectos dinámicos producidos por las composiciones ferroviarias han pasado a ser, en un gran número de casos, condicionantes en el proyecto de estas infraestructuras. El uso de métodos simplificados de cálculo, como el del coeficiente de impacto, ha visto restringido su ámbito de aplicación fundamentalmente por la limitación de velocidades establecida ($v \leq 200$ km/h).

Con la entrada en escena de la alta velocidad ferroviaria, se ha vuelto preceptivo en las diferentes normativas de acciones la realización de cálculos dinámicos específicos cuando los métodos simplificados no se pueden aplicar, situación cada vez más frecuente en las estructuras proyectadas dentro de líneas de alta velocidad. Véase, por ejemplo, [14], [13] y [20]. Pero, aun disponiendo de herramientas de cálculo dinámico adecuadas, la novedad del fenómeno y sus variados efectos sobre los puentes han hecho difícil proponer, para la realización de estos cálculos, objetivos, criterios de comprobación y modelos de cálculo adecuados en el proyecto de la estructura.

Dentro de las revisiones que sobre las acciones dinámicas se han llevado a cabo en las distintas normativas nacionales, destaca la futura Instrucción de Acciones en Puentes de Ferrocarril [20] por los siguientes aspectos:

- La nueva norma española incorpora sustanciales mejoras en el planteamiento del cálculo simplificado según el coeficiente de impacto. A las clásicas limitaciones de desplazamientos –que originariamente configuraron el estudio de la UIC– se han añadido las correspondientes a los niveles de aceleraciones admisibles en el tablero para los estados límites de servicio. Estos estudios, realizados con las composiciones de alta velocidad reales,

han permitido elevar el límite de la velocidad para la utilización del coeficiente de impacto a 220 km/h.

- Se abandona el tren de cargas de la antigua norma española [21] y se adopta el modelo LM 71. Al igual que otras administraciones europeas –como, por ejemplo, la italiana–, se ha optado por aplicar un coeficiente de clasificación α al tren de cargas.
- Se ha incorporado un apéndice relativo al cálculo dinámico de alta velocidad en el que se repasan los métodos disponibles, sus límites de aplicación y los criterios de comprobación a tener en cuenta en líneas de alta velocidad. Es la única norma europea, por el momento, en la que se incluyen los criterios de interoperabilidad de redes fijados en [11] y [12].

Los trabajos de la comisión redactora de la IAPF-2002 se han extendido durante más de cuatro años. En este tiempo, además de revisar la normativa de manera conjunta con otros organismos europeos con los que se han realizado intercambios –véase, por ejemplo, la propuesta sobre la impronta dinámica envolvente de los trenes regulares recogida en [6]–, la labor realizada por cada uno de los grupos de trabajo de la comisión ha hecho de la instrucción española quizá una de las más completas del ámbito europeo.

El Grupo de Mecánica Computacional de la E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos de Madrid ha coordinado la comisión redactora de la IAPF-2002. Como muestra de los trabajos realizados por la comisión cabe señalar: [28], [22], [23] o [5]. Por su relación con la nueva normativa de cálculo dinámico para puentes de alta velocidad se recomienda también [18].

3. MÉTODOS DE CÁLCULO PARA ALTA VELOCIDAD

Se resumen ahora los métodos de cálculo disponibles para el cálculo dinámico de puentes de ferrocarril, organizados dentro de cuatro grandes grupos. Una descripción más detallada de los mismos se puede encontrar en el apéndice B de [20].

Los cálculos dinámicos en líneas de alta velocidad tienden a obtener el coeficiente de impacto Φ que, multiplicado por los esfuerzos o desplazamientos de los trenes tipo, mayorará los efectos dinámicos producidos por los trenes reales:

$$\Phi \cdot S_{est,tipo} \geq S_{din,real}$$

$S_{din,real}$ es la sollicitación o deformación dinámica máxima del puente debida a todos los trenes reales y velocidades de circulación previstas y $S_{est,tipo}$ la sollicitación o deformación dinámica máxima del puente debido al tren de cargas tipo definido en la normativa de cálculo.

En el contexto normativo europeo se ha utilizado, mayoritariamente, como tren de cargas tipo el modelo de carga LM71, definido en [26].

Cálculo cuasiestático y coeficiente de impacto

El coeficiente de impacto propuesto en [26], en términos de desplazamientos ($S \rightarrow \delta$), diferencia los efectos propios de las cargas móviles sobre vía sin irregularidades (φ') de los producidos por las irregularidades del carril o de las ruedas (φ''):

$$S_{din,real} = (1 + \varphi' + \varphi'') \cdot \delta_{est,real}$$

$\delta_{est,real}$ es la flecha máxima estática producida por el tren de cargas real (que puede calcularse haciéndolo circular a una velocidad suficientemente baja).

Esta manera simplificada de valorar los efectos dinámicos producidos en un puente de ferrocarril es la que tradicionalmente se ha venido utilizando en su proyecto.

La descomposición de efectos dinámicos anteriormente señalada cambia también en alta velocidad: según [9] se puede acotar el valor de $\delta_{din,real}$ en líneas con un buen mantenimiento de la siguiente manera:

$$\delta_{din,real} \leq (1 + \varphi')(1 + 0,5\varphi'') \cdot \delta_{est,real}$$

Esta manera de valorar los efectos dinámicos debidos a las irregularidades del carril (o de la rueda) ha quedado recogida en la normativa europea más reciente: [10] y [13].

Integración en el tiempo con cargas móviles

Este método caracteriza las cargas por eje como fuerzas de valor constante e igual al de la carga por eje nominal con el tren parado (figura 4). Para llegar a esta caracterización simplificada se desprecian, entre otros, los efectos de interacción vehículo-estructura, los efectos asociados a la flexibilidad del carril, las traviesas y el balasto, y la dispersión

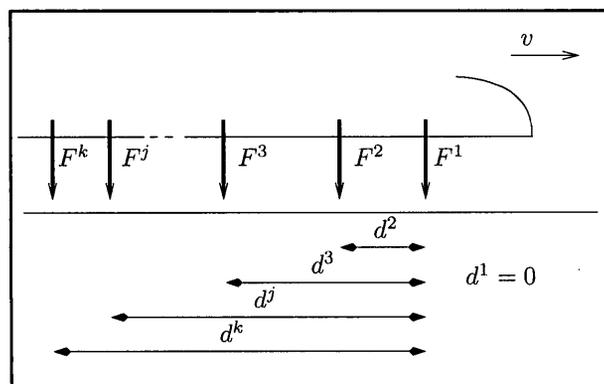


Figura 4. Modelo de cargas móviles. F, carga nominal del eje j.

de las cargas a través de los elementos intermedios de la superestructura.

Utilizando las técnicas de análisis modal y aplicando el principio de superposición se puede obtener la respuesta total en desplazamientos de la estructura:

$$w(x,t) = \sum_{i=1}^n q_i(t) \cdot \eta_i(x)$$

Donde $\eta_i(x)$ es la deformada modal del modo i y $q_i(t)$ es la función que proporciona la magnitud de la oscilación del modo en función del tiempo. De esta manera se obtiene la siguiente ecuación para cada modo de vibración ($i = 1 \dots n$), con los parámetros clásicos del análisis modal:

$$M_i \ddot{q}_i + C_i \dot{q}_i + K_i q_i = \sum_{j=1}^k \langle \eta_i(d_{rel}^j) \rangle F^k$$

En la ecuación anterior se ha introducido la notación $\langle \eta(\bullet) \rangle$, definida en función de la longitud del puente L de la siguiente manera:

$$\langle \eta_i(x) \rangle = \begin{cases} \eta_i(x), & \text{para } 0 < x < L \\ 0, & \text{para } 0 \geq x \geq L \end{cases}$$

Por otra parte d_{rel}^j se denomina a la posición relativa del elemento j sobre el puente. Tomando el instante inicial ($t=0$) cuando la cabeza de la composición está en la entrada al puente ($x=0$), resulta:

$$d_{rel}^j = vt - d^j$$

Por las simplificaciones adoptadas, los modelos de cargas móviles aproximan de manera inexacta el comportamiento real de los puentes. De todas maneras, esta aproximación resulta suficiente para la comprobación de los efectos dinámicos en puentes, pues deja del lado de la seguridad.

Los modelos de cargas móviles se pueden utilizar en cálculos con elementos finitos o en métodos analíticos con descomposición modal de la respuesta. El primero de ellos, además de realizar también un análisis con descomposición modal (en este caso, no analítico), permite calcular la integración directa del modelo completo.

Los modelos de cargas basados en el cálculo con elementos finitos, siendo de aplicación general, son más recomendables para estructuras hiperestáticas o cálculos de detalle, en los que se necesite una definición más completa de la estructura. Por la sencillez de su implementación, en el es-

tudio de los viaductos isostáticos es preferible la utilización de métodos analíticos basados en la descomposición modal de la respuesta, en los que se puede aproximar la respuesta con un único modo de vibración.

Métodos basados en la impronta dinámica de un tren

Estos analizan en puentes isostáticos, las vibraciones libres producidas después del paso de cada eje, en puentes isostáticos. Partiendo de la descomposición analítica de la respuesta en armónicos independientes, se termina acotando el máximo en términos de aceleración o desplazamiento como producto de tres términos. En este triple producto queda diferenciada claramente la contribución de la estructura y la agresividad del tren circulante. Una exposición más detallada de estos modelos simplificados se puede encontrar en [8]. En esta referencia se justifican las propuestas de la descomposición de la excitación en la resonancia (método DER) y de la línea de influencia residual (método LIR).

Todos ellos aproximan el valor máximo de la aceleración producida en el centro del vano Γ , como producto de los factores siguientes:

$$\Gamma = C_{\text{acel}} \cdot A(K) \cdot G(\lambda)$$

Al término $G(\lambda)$ se le denomina *impronta dinámica del tren*, ya que depende sólo de la distribución de las cargas por eje del tren y del amortiguamiento de la estructura. Cada tren de cargas tiene una impronta dinámica propia que es independiente de las características mecánicas de los puentes. Como ejemplo, en la figura 5 se representa la im-

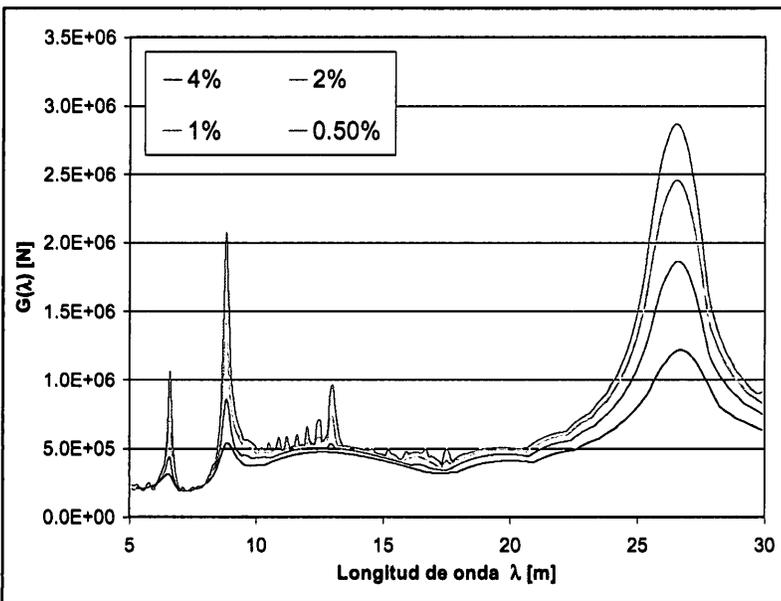


Figura 5. Impronta dinámica del tren

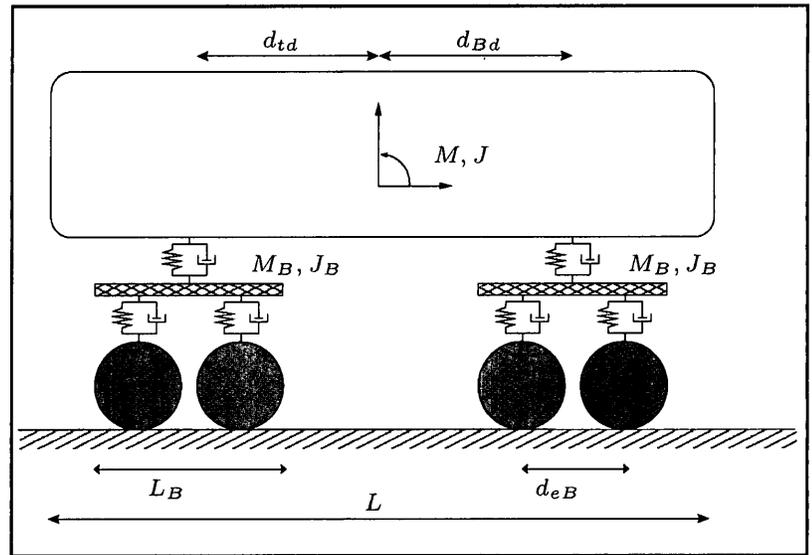


Figura 6. Modelo completo de interacción vehículo-estructura.

pronta dinámica del tren ICE2, para distintos valores de amortiguamiento.

$A(K)$ es una función que depende de la longitud del puente, de su frecuencia natural, de su amortiguamiento y del rango de velocidades de estudio. A esta función del parámetro K se le llama *línea de influencia dinámica del puente*.

C_{acel} y $A(K)$ son independientes de las características del tren. Al separar las contribuciones del puente y las del tren (impronta dinámica), se hace posible determinar rápidamente los parámetros críticos de luz y longitud de onda que hacen máxima la aceleración en el tablero.

Este método facilita la utilización de ábacos y hojas de cálculo que permiten la obtención de las aceleraciones en un rango de velocidades de paso y para diversas composiciones circulantes.

Aunque –como ya se ha explicado con anterioridad– la aceleración suele resultar determinante para el proyecto de puentes para líneas de alta velocidad, con este método también pueden obtenerse los desplazamientos dinámicos (basta con cambiar C_{acel} por C_{desp}). A estos desplazamientos hay que añadir los estáticos correspondientes a las cargas por eje del tren.

Modelos con interacción vehículo-estructura.

Este tipo de modelos representan, en el caso más general (figura 6) las suspensiones primaria y secundaria.

En aquellos vehículos en los que el sistema de guiado no se realice a través de sistemas tipo bogies se podrá adaptar con el nivel de detalle equivalente.

Los modelos completos anteriores no siempre son necesarios, pudiendo utilizarse unas variantes denominadas *modelos simplificados de cálculo con interacción vehículo-estructura*, en las que se modelizan las suspensiones de ca-

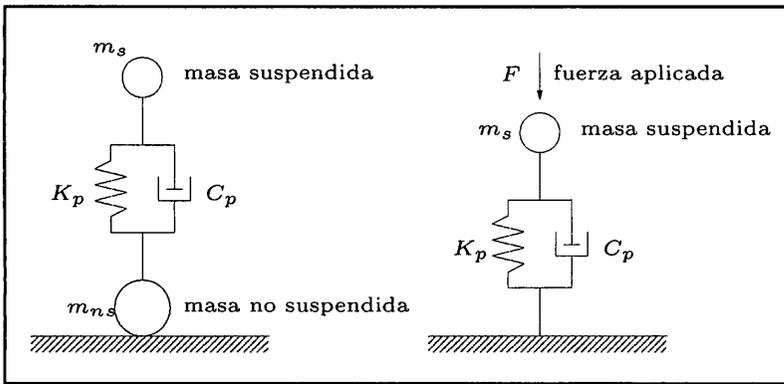


Figura 7. Modelo simplificado de interacción vehículo-estructura (izqda.). Variante al modelo propuesta en la ficha 776-2 (dcha.).

da eje de forma independiente, sin tener en cuenta el efecto de acoplamiento de la caja del vehículo (ver figura 7).

Para situaciones no resonantes o cálculos con puentes hiperestáticos los efectos de interacción no suelen ser tan determinantes en el cálculo, recomendándose la utilización de los modelos de cargas puntuales.

Modelo con interacción propuesto

Este modelo se ha implementado en [19], aplicación informática que ha servido de base para el desarrollo del trabajo de investigación expuesto en este artículo.

Se considera un tren de *k* cargas, representadas cada una de ellas según un modelo simplificado de interacción vehículo-estructura (cfr. figura 8).

En el caso de una carga aislada el número de ecuaciones diferenciales a resolver es igual al número de modos de vibración considerados *n* más la correspondiente al sistema mecánico del elemento simplificado de interacción, en total *n*+1. Suponiendo un grupo de *k* cargas, se plantea un sistema de *n*+*k* ecuaciones diferenciales.

Las ecuaciones correspondientes a los modos de vibración del puente varían en el término de la carga modal, puesto que, para cada instante, se deberá calcular qué cargas se encuentran sobre la deformada y el valor de la amplitud correspondiente a la posición.

Para el caso general se plantean las siguientes ecuaciones:

- Para cada modo de vibración (*i*=1...*n*):

$$M_i \ddot{q}_i + C_i \dot{q}_i + K_i q_i = \sum_{j=1}^k \langle \eta_i(d_{rel}^j) \rangle (g m^i + m_o^i y^j)$$

- Para cada elemento de interacción (*j*=1...*k*):

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

En estas ecuaciones se ha introducido la notación $\langle \eta(\bullet) \rangle$, definida anteriormente.

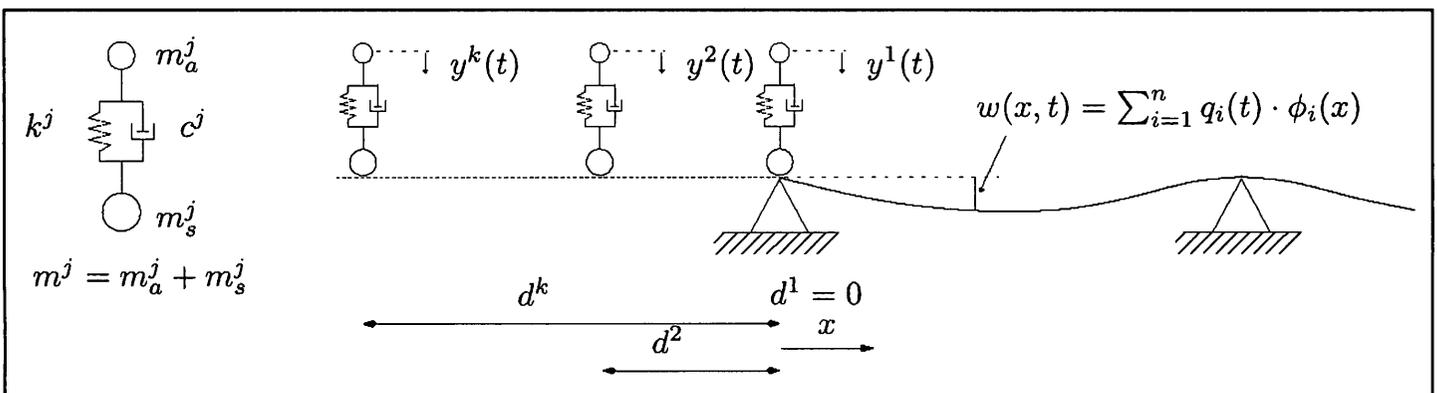
Teniendo en cuenta la naturaleza de las ecuaciones que resultan (sistema de ecuaciones diferenciales lineales de segundo orden), se recomienda, para su integración, la regla trapezoidal, variante de la familia β -Newmark definida por $\beta = 1/4$ y $\gamma = 1/2$. En [7] se discuten este y otros aspectos sobre la implementación de modelos de integración en cálculo dinámico de puentes de ferrocarril.

4. VALORACIÓN DE LOS EFECTOS RESONANTES

4.1. Sobreamortiguamiento en puentes cortos

Al considerar la interacción vehículo-estructura y comparar las sollicitaciones con las obtenidas con modelos de cargas móviles, se observa una reducción significativa de las mismas en las zonas próximas a la resonancia. Tal y como se puede apreciar en la figura 9 este efecto es asimilable al producido por un incremento en el amortiguamiento del puente.

Figura 8. Tránsito de un tren de cargas según el modelo simplificado de interacción vehículo-estructura: definición geométrica de variables y del elemento de interacción.



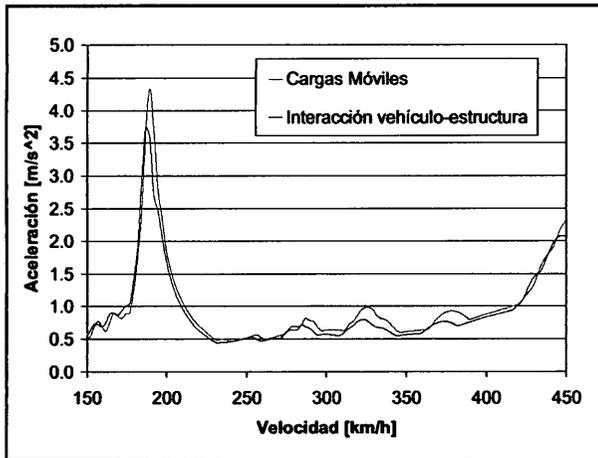


Figura 9. Aceleración máxima producida en el centro de vano en función de la velocidad de paso del tren Talgo de alta velocidad. L=25 m, $\zeta = 1\%$.

Por esta razón se suele hablar, a la hora de tener en cuenta estos efectos, del sobreamortiguamiento añadido por la interacción vehículo-estructura.

El sobreamortiguamiento se debe, principalmente, a la existencia de mecanismos que facilitan la disipación de energía (amortiguadores) o sistemas que la intercambian entre ambos subsistemas (suspensiones). En situaciones no resonantes o, en general, en el caso de puentes hiperestáticos los efectos de la interacción no suelen ser determinantes en el cálculo. Sin embargo, en tableros isostáticos de luces cortas (10-30 m) aparecen efectos resonantes pronunciados y aceleraciones elevadas y, en determinadas ocasiones, dichos modelos de cargas puntuales dan resultados por encima de los permitidos.

El problema estriba en que estos modelos de interacción son a menudo excesivamente complejos para aplicar en la fase de proyecto. El presente estudio trata de evaluar la reducción efectiva que es posible aplicar a los cálculos dinámicos realizados sin considerar la interacción vehículo-estructura, como los descritos en los apartados anteriores (car-

TABLA 1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y MECÁNICAS DE LOS PUENTES DEL CATÁLOGO DEL COMITÉ ERRI D214.

Luz [m]	Masa [t/m]	Frec. [Hz]	EI [kNm ²]
5,0	7	16	453919
7,5	9	12	1661921
10,0	10	8	2593823
12,5	13	7	6302893
15,0	15	5	7694081
17,5	18	5	17105080
20,0	20	4	20750590
25,0	20	4	50660592
30,0	25	3	73863180
40,0	30	3	280132900

gas móviles e impronta dinámica), representativos de lo que sería esperable utilizar en un proyecto habitual de ingeniería.

De acuerdo con las características propuestas en el catálogo de puentes isostáticos del comité ERRI D214 –cfr. [8]– se han estudiado luces $L = 5, 10, 15, 20, 25, 30$ y 40 metros. En la tabla 1 se recogen las características mecánicas de los puentes isostáticos estudiados.

En el estudio comparativo se han tomado los modelos de cargas móviles y modelos simplificados de interacción vehículo-estructura de los trenes ICE2, EUROSTAR y Talgo AV, detallados en [20]. Los barridos de velocidades se definieron con discretización uniforme en el rango $v \in [150, 450]$ km/h con un incremento $\Delta v = 2,5$ km/h. Para cada puente en estudio se tomaron cuatro posibles tasas de amortiguamiento ($\zeta = 0,5\%$, $\zeta = 1,0\%$, $\zeta = 2,0\%$ y $\zeta = 4,0\%$). El número total de hipótesis de cálculo resultante con todas estas variables ascendió a 20.300.

Para tener en cuenta los posibles efectos resonantes, para cada tren y puente concreto, se ha determinado la velocidad de resonancia principal v_{res} , a partir de ésta, se ha fijado la velocidad inicial v_0 –próxima a los 150 km/h– de manera que exista n tal que cumpla de manera exacta la relación $v_{res} = v_0 + n \cdot \Delta v$.

Los resultados obtenidos se han agrupado en función de distintas velocidades de línea.

Resultados

Los cálculos realizados, como era de esperar, muestran una reducción significativa de los desplazamientos y veloci-

TABLA 2. REDUCCIÓN DE ACCELERACIÓN Y DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL MODELO INTERACCIÓN SIMPLIFICADO RESPECTO DEL DE CARGAS PUNTALES. $v_{max}^{línea} 270$ Y 375 KM/H.

375 L [m]	$\zeta=0.5\%$		$\zeta=1\%$		$\zeta=2\%$		$\zeta=4\%$	
	desp	acel	desp	acel	desp	acel	desp	acel
5	-25%	-35%	-15%	-25%	-10%	-20%	-5%	-10%
10	-30%	-35%	-25%	-25%	-15%	-15%	-5%	-10%
15	-30%	-45%	-20%	-35%	-10%	-20%	-5%	-15%
20	-20%	-20%	-15%	-20%	-10%	-15%	-5%	-10%
25	-20%	-35%	-15%	-25%	-5%	-15%	-5%	-10%
30	-10%	-15%	-5%	-15%	-5%	-10%	0%	-5%
40	-5%	-10%	0%	-10%	0%	-5%	0%	0%

220 L [m]	$\zeta=0.5\%$		$\zeta=1\%$		$\zeta=2\%$		$\zeta=4\%$	
	desp	acel	desp	acel	desp	acel	desp	acel
5	-25%	-35%	-15%	-25%	-10%	-20%	-5%	-10%
10	-30%	-35%	-20%	-25%	-10%	-15%	-5%	-10%
15	-25%	-45%	-15%	-35%	-5%	-20%	0%	-15%
20	-10%	-20%	-5%	-15%	0%	-10%	0%	-5%
25	-10%	-35%	-5%	-25%	0%	-10%	0%	-5%
30	0%	-15%	0%	-5%	0%	0%	0%	0%
40	0%	-10%	0%	-5%	0%	-5%	0%	0%

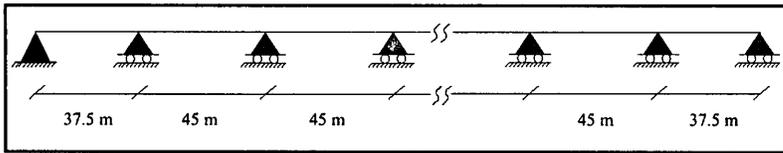


Figura 10. Características geométricas del viaducto en estudio.

dades máximas para los modelos con interacción. Como muestra de los resultados obtenidos, se incluye la tabla 2.

A la vista de estos resultados, se concluye en primer lugar que los modelos de cargas puntuales sobrevaloran de forma clara, en términos generales, la respuesta en desplazamientos y aceleraciones de una estructura; en términos comparativos, los modelos de interacción pueden reducir los valores de la aceleración máxima en puentes isostáticos hasta en un 45% respecto los modelos de cargas puntuales.

Por otra parte, la reducción de la respuesta dinámica para una misma hipótesis de luz y amortiguamiento, es mayor en el campo de aceleraciones que en el de desplazamientos, y lo mismo puede decirse a medida que aumenta la velocidad de proyecto de la línea.

Por último, se observa también que la reducción de la respuesta es menor según aumenta la tasa de amortiguamiento y la luz del puente.

4.2 La resonancia en viaductos continuos y marcos

La naturaleza del comportamiento dinámico de los viaductos hiperestáticos difiere en gran medida del de los puentes isostáticos. Mientras que en estos últimos basta con considerar en los cálculos un único modo de vibración (el fundamental), en una estructura hiperestática los modos de vibración con frecuencias por debajo de los 30 Hz pueden tener contribuciones significativas en la respuesta total del puente.

Además, existen una serie de factores que contribuyen a que la respuesta dinámica de los viaductos continuos se caracterice por valores reducidos y lejanos a las limitaciones propuestas en la normativa. Entre éstos baste señalar, por ejemplo, la confluencia de varios modos de vibración en la conformación de la respuesta total, la coexistencia, al mismo tiempo y en diversos vanos, de determinadas cargas sobre el tablero del puente y la movilización de un conjunto de masa modal que, en definitiva, termina funcionando como una cierta inercia a flexión que reduce la amplitud del movimiento modal.

Existe una clara dificultad para proponer métodos simplificados o comprobaciones generales para el cálculo de las estructuras hiperestáticas (viaductos continuos, estructuras tipo marco, puentes atirantados, etc.) por lo que se obliga, dentro del ámbito normativo actual, a la realización de cálculos específicos para estas estructuras.

El presente estudio trata de aportar algunos conocimientos prácticos sobre la dinámica de estas estructuras y para ello se han estudiado un conjunto significativo de viaductos continuos y pasos inferiores proyectados en líneas de alta velocidad Madrid-Barcelona-Frontera francesa y Córdoba-Málaga.

Como ejemplo se presentan algunos resultados correspondientes al estudio de un viaducto de la línea Madrid-Barcelona. Se trata de una viga continua de 9 vanos, los extremos de 37.5 m de longitud, y los centrales de 45 m, haciendo un total de 390 m, con un trazado en planta curvo (figura 10).

Para este viaducto se realizó un análisis modal completo de la estructura bajo la acción de las seis composiciones de alta velocidad más importantes de Europa (figura 11).

En la figura 12 se puede apreciar la participación de cada uno de los modos de vibración sobre el total de la res-

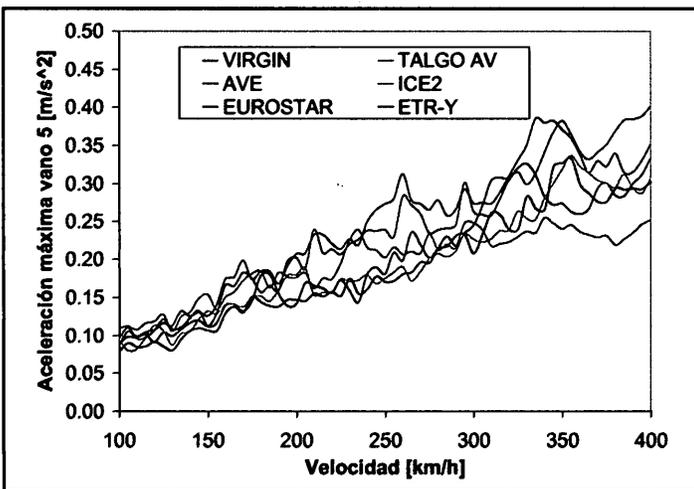


Figura 11. Aceleraciones máximas en el centro del quinto vano del viaducto en estudio, obtenidas en función de la velocidad de paso de las composiciones europeas más importantes de alta velocidad.

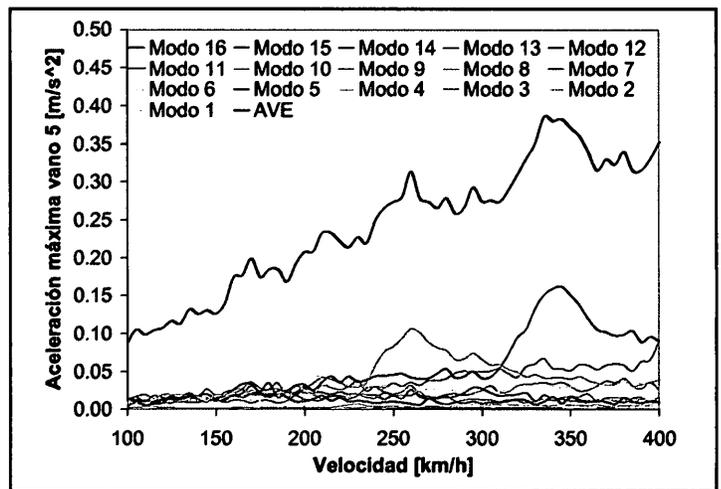


Figura 12. Máximo desplazamiento en el centro del quinto vano del viaducto en estudio, obtenido en función de la velocidad de paso de un AVE en doble composición. Descomposición de la respuesta según los modos de vibración de frecuencia $f \leq 20$ Hz.

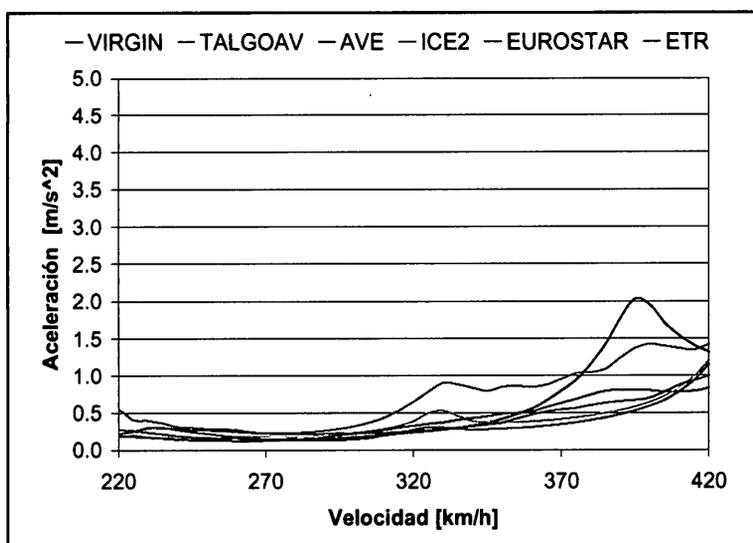


Figura 13. Aceleración máxima producida en el centro del dintel para el barrido de velocidades de las composiciones europeas de alta velocidad y modos de vibración por debajo de los 20 Hz.

puesta en aceleraciones. Esta familia de curvas corresponde a la acción dinámica producida por un AVE en doble composición.

Por su interés, se hace notar la existencia de fenómenos de resonancia modal en los modos tercero y quinto.

En las estructuras hiperestáticas estudiadas no se aprecia la existencia de fenómenos resonantes similares en magnitud e importancia a los constatados en los puentes isostáticos, como se ha podido comprobar en la estructura presentada como ejemplo. Sí se puede afirmar la existencia de una resonancia modal pero, en el conjunto de la respuesta de la estructura, este hecho no suele tener relevancia. La respuesta dinámica de un puente continuo suele crecer con el incremento de las velocidades de circulación, pero siempre de una manera aproximadamente lineal y moderada (cfr. figura 11).

En el conjunto de estructuras estudiadas, se ha detectado que aquellos puentes que por su sección son algo menos masivos, presentan fenómenos de resonancia modal más acusada, aunque la respuesta total ha quedado siempre dentro de las limitaciones establecidas en el campo de aceleraciones y desplazamientos.

Se ha comprobado también que las tipologías de sección en cajón de hormigón presentan un mejor comportamiento dinámico que los puentes de losa aligerada. En estos últimos viaductos, en los que comparativamente hablando la masa modal movilizada es más reducida, la amplificación de la resonancia modal es más acentuada que en los puentes de sección en cajón. Esta conclusión sólo se podría aplicar al caso de viaductos isostáticos con frecuencias fundamentales similares.

Por último, y en relación al estudio de los modos de vibración, se puede concluir que, a priori, no se puede afirmar la existencia de un modo que sea claramente predominante sobre el resto, de manera que se pueda caracterizar fielmente la respuesta de la estructura restringiendo el estu-

dio a este modo. Este punto es decisivo a la hora de enfocar, de manera adecuada, una posible extensión de las metodologías simplificadas de cálculo a las estructuras hiperestáticas.

La resonancia en pasos inferiores

La futura normativa europea sobre cálculo dinámico prescribe la obligatoriedad de realizar cálculos dinámicos completos en los puentes que se encuentren en líneas con velocidad de proyecto superior a los 200 km/h. Dentro de la amplitud del concepto «puente» (cfr. apéndice de definiciones en [20]) se encuentran ciertas estructuras, como los pasos inferiores, que pasarán a ser objeto de cálculos hasta ahora restringidos a estructuras de particular relevancia.

A continuación se presenta un resumen de los resultados obtenidos del estudio de la resonancia en algunos pasos inferiores de las líneas de alta velocidad proyectadas en nuestro país. Para cada uno de los marcos estudiados se ha realizado un modelo simplificado en 2D. Posteriormente se obtuvieron los modos de vibración para las frecuencias inferiores a 20 Hz. Se ha tomado el módulo de elasticidad instantáneo —calculado según lo indicado en la instrucción [24]— para la obtención de los modos de vibración.

Las aceleraciones máximas obtenidas para uno de los marcos estudiados con un barrido de velocidades de las composiciones europeas de alta velocidad se muestra en la figura 13. Estos valores, calculados con un modelo de cargas puntuales, se han obtenido con la contribución del primer modo de vibración. Los resultados obtenidos en los cálculos dinámicos, dentro de las hipótesis de partida, aseguran un adecuado comportamiento dinámico para las estructuras en estudio.

No parece prudente el extender, de manera general, este resultado al conjunto de los pasos inferiores puesto que no nos encontramos con niveles de sollicitaciones reducidas (como en el caso anterior de los viaductos continuos) y es de esperar que los niveles de aceleraciones y desplazamientos sean sensibles a la variación de alguno de los parámetros de diseño.

Puesto que las hipótesis de cálculo utilizadas en este caso proporcionan unos resultados en ocasiones demasiado conservadores, existiría la posibilidad de extender los resultados, siempre y cuando se realizara un estudio más detallado en el que se valoren, entre otros, los fenómenos de interacción entre el vehículo y la estructura, el efecto de la presión del terreno sobre los hastiales, la sensibilidad a la variación de la cota de la rasante del ferrocarril, etc.

En un estudio reciente [17] se justifica, a partir de una campaña más detallada de cálculos para pórticos y marcos de pasos inferiores, un método sencillo de cálculo con carácter de envolvente dinámica, basado en el cálculo de una viga isostática equivalente.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La amplificación resonante en los puentes de ferrocarril es un fenómeno real que se da con los trenes y puentes actuales. Este hecho debe abordarse con procedimientos de cálculo oportunos y la comprensión del fenómeno dinámico en su conjunto. El desconocimiento de estos factores puede conducir a un inadecuado tratamiento del problema y, por tanto, a unas condiciones de servicio que afecten a la integridad de la estructura.

La amplificación dinámica resonante puede producirse tanto en puentes isostáticos como hiperestáticos aunque, por tratarse de un fenómeno directamente ligado al acoplamiento de las vibraciones residuales, es más acentuado en los puentes isostáticos.

La aplicación del método del coeficiente de impacto η no es suficiente en el campo de la alta velocidad ferroviaria, pues no incluye los efectos resonantes. Es necesario que, en el proyecto de puentes que presten servicio en estas líneas, se realicen cálculos dinámicos específicos para estas estructuras, o se justifique el adecuado comportamiento dinámico de las mismas, en base a estudios paramétricos de tipologías similares a la utilizada.

Los modelos de cargas móviles son recomendables, por su sencillez de implementación, para la realización de los cálculos dinámicos, si bien hay que valorar que, de ordinario, sus resultados se desvían, siempre del lado de la seguridad, del comportamiento real de la estructura, resultando conservadores. En algunos casos para la definición del proyecto puede ser necesario la utilización de métodos que con-

sideren interacción simplificada entre los vehículos y la estructura, siempre condicionado a la autorización de la administración competente. Para la implementación de estos modelos con interacción se puede utilizar la propuesta recogida en este artículo.

Por la naturaleza del comportamiento dinámico de los puentes de ferrocarril son recomendables las técnicas del análisis modal para el desarrollo de métodos de cálculo específicos, tanto en el ámbito de puentes isostáticos como hiperestáticos. Los métodos simplificados basados en la impronta dinámica de los trenes (DER, LIR e IDP) son envolventes de los modelos de cargas puntuales. Su implementación es sencilla y es recomendable su utilización para las tipologías isostáticas. El estudio de la impronta dinámica de los trenes facilita la comprensión del fenómeno de la resonancia.

6. AGRADECIMIENTOS

- A la Dirección General de Investigación de la Consejería de Educación y Cultura de la Comunidad de Madrid por la Beca de Formación de Personal Investigador que ha disfrutado el primer autor de este artículo;
- A la Dirección General del Transporte Ferroviario del Ministerio de Fomento por su apoyo en las labores de la comisión redactora de la IAPF-2002.
- A RENFE, por apoyar y financiar la investigación sobre la importancia de la interacción vehículo-estructura. ■

BIBLIOGRAFÍA

- 1. Alarcón, E. *El coeficiente de impacto en puentes de ferrocarril*. Revista de Obras Públicas, septiembre 1971.
- 2. British Standard Institution. *Steel, concrete and composite bridges. Part 2. Specification for loads*, 1978.
- 3. Comité Europeo de Normalización. *Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras; Parte 3: Acciones del tráfico en puentes*, Abril 1998. Publicado por Aenor.
- 4. Deutsche Bundesbahn. *Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke*, Enero 1983.
- 5. Domínguez, J., Duyos, R., y Goicolea, J. M. *Informe a la Comisión Redactora IAPF sobre puentes hiperestáticos*. Informe técnico, Comisión redactora de la IAPF 2002, Junio 1998.
- 6. Domínguez, J. y Goicolea, J. *Dynamic effects of regular trains: Proposal for inclusion within universal train envelope*. Informe técnico, Grupo de Mecánica Computacional, Junio 2000.
- 7. Domínguez, J. *Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia*. Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de Madrid (UPM), 2001. Publicada por la Asociación Nacional de Constructores Independientes (ANCI).
- 8. Final report. Draft C. *Informe técnico*, European Rail Research Institute, Noviembre 1998. Comité D214.
- 9. *Etude numérique de l'influence des irrégularités de voie dans les cas de résonance des ponts*. Informe técnico, European Rail Research Institute, Marzo 1999. Comité D214.
10. Final report. Part B. *Proposition de fiche UIC 776-2R. Informe técnico*, European Rail Research Institute, Noviembre 1999. Comité D214.
- 11. Technical Specifications for Interoperability (Rolling Stock and Infrastructure). Informe técnico, European Rail Research Institute, Diciembre 2000. Comité D214.
- 12. *Rules for the Eurocode prEN 1991-2-6. Informe técnico*, European Rail Research Institute, Diciembre 2000. Comité D214.
- 13. European Standard. *Eurocode 1: Actions on structures. Part 2: General actions-Traffic loads on bridges. 2nd. Draft.*, Febrero 2001. Documento informativo de difusión limitada para los miembros del Comité Europeo de Normalización.
- 14. Ferrovie dello Stato. *Sovracarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo*; Tes-

to aggiornato della istruzione n° I/SC/PS-OM/2298 del 2 giugno 1995 completo delle relative integrazioni, enero 1997.

-15. Fryba, L. *Vibration of solids and structures under moving loads*. Academia, Noordhoff, 1972.

-16. Fryba, L. *Dynamics of railway bridges*. Thomas Telford, 1996.

-17. Goicolea, J. M., Domínguez, J., Gabaldón, F., y Navarro, J. A. Estudio de fenómenos resonantes en puentes de ferrocarril: II. Cálculo de pasos inferiores. Informe técnico, Grupo de Mecánica Computacional, Diciembre 2001.

-18. Goicolea, J. M., Domínguez, J., Navarro, J. A., y Gabaldón, F. Nuevos modelos de cálculo dinámico para puentes de ferrocarril en las Instrucciones IAPF y Eurocódigo 1. En *Puentes de Ferrocarril. Proyecto, construcción y conservación*. Grupo Español del IABSE, junio 2002.

-19. Grupo de Mecánica Computacional. *Caldintav, Cálculo Dinámico para trenes de Alta Velocidad*, 2000.

-20. Ministerio de Fomento. *Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril*, 2002. Pendiente de publicación.

-21. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. *Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril*, 1975.

-22. Museros, P., Vivero, G., y Alarcón, E. Propuesta de articulado a la IAPF: Efectos dinámicos y Apéndice de cálculo dinámico. Informe técnico, Comisión redactora de la IAPF 2002, Mayo 1998.

-23. Nasarre, J. Algunas consideraciones sobre la necesidad de cálculos dinámicos de los puentes ferroviarios para velocidades elevadas. En *Ferrovitaria'98*, páginas 35-45. 1998.

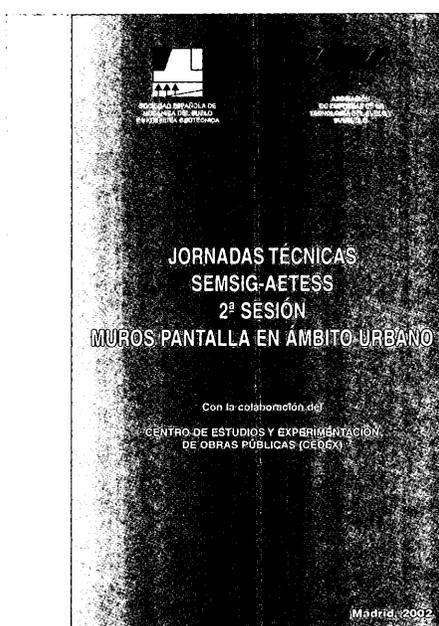
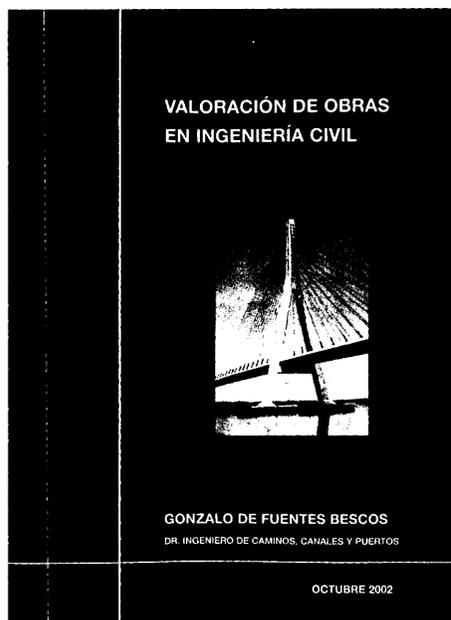
-24. Secretaría General Técnica del Ministerio de Fomento. *Instrucción de Hormigón Estructural*, 1999.

-25. Timoshenko, S. P. y Young, D. H. *Vibration problems in engineering*. Van Nostrand, NY, 1955.

-26. Union Internationale des Chemins de Fer (UIC). *Charges a prendre en consideration dans le calcul des ponts-rails*, Julio 1979.

-27. UTE(IIC-TIFSA). *Viaducto sobre el río Tajo (Línea AVE Madrid-Sevilla). Ensayos dinámicos*. Informe técnico, Dirección General de Ferrocarriles y Transporte por Carretera, Diciembre 1996. Estudio propiedad del Ministerio de Fomento.

-28. Villar, J. M., Simón-Talero, J. M., Nasarre, J., y López, L. *Propuesta de articulado de la IAPF: Sobrecargas de uso. Esquema de cargas*. Informe técnico, Comisión redactora de la IAPF 2002, Julio 1999.



DE VENTA
EN LA LIBRERÍA
DEL COLEGIO DE
INGENIEROS
DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS.
Teléfono: 91.308.19.88
(Ext. 272-298).
Fax: 91.319.95.56
libreria@ciccp.es