

La dispersión de los factores de mayoración que se proponían resulta evidente consultando la figura 1, lo que es muestra de que no existía una metodología clara para evaluar este fenómeno, si bien se habían desarrollado aproximaciones teóricas para la definición y resolución del problema que, no obstante, dada la complejidad del mismo, no permitían abarcarlo en su totalidad.

2. LA INTERVENCIÓN DE LA UIC

La UIC (Unión Internacional de Ferrocarriles) ante este panorama y como promotora de la armonización ferroviaria internacional, especialmente entre los países europeos, se planteó esta cuestión de manera global, estableciéndose una doble línea, experimental y teórica, para enfrentarse al problema.

Con este motivo la UIC solicitó de la ORE (hoy ERRI - Instituto Europeo de Investigación Ferroviaria -) la creación de un Comité de Expertos, el D23, en el que participaron representantes de diversas redes europeas, que desarrolló sus trabajos entre los años 1955 y 1970.

3. METODOLOGÍA DEL ESTUDIO

El Comité D23 procedió a la realización de las siguientes tareas:

- 1) Medidas sistemáticas en 37 puentes de diferentes tipologías, con diversos trenes, en 7 países europeos.
- 2) Ejecución de una serie de medidas en laboratorio en un modelo reducido (escala 1:18) de un puente existente. Se eligió el puente Oerlikon de hormigón pretensado simplemente apoyado. Fueron construidos también 2 modelos de vehículos a escala, con masas diferentes, para hacerlos circular a distintas velocidades.
- 3) Análisis estadístico de los resultados de las medidas, calculando las regresiones que daban los valores medios y los dominios de dispersión para encontrar envolventes del efecto dinámico en función de los parámetros determinantes del efecto dinámico.
- 4) Finalmente, realización de cálculos para validar diferentes modelos teóricos, más o menos simplificados, en vista de la concordancia de los resultados con las medidas experimentales.



4. RESULTADOS DE LA ORE

Unos primeros resultados publicados en 1970 ponían de manifiesto que los efectos dinámicos dependen de un parámetro adimensional característico del efecto dinámico,

$m = \frac{v}{(2 \cdot L \cdot f)}$, siendo v la velocidad del tren en m/s, L una longitud característica

del puente (la luz en el caso de un tramo simplemente apoyado) en m y f la frecuencia fundamental de oscilación del puente **cargado** en Hz. Por su parte, se define el coeficiente de mayoración dinámica φ por la expresión:

$$\varphi = \frac{\varepsilon_d - \varepsilon_e}{\varepsilon_e} \quad (1)$$

Aquí ε_d y ε_e son, las deformaciones dinámicas y estáticas, respectivamente.

Con estas consideraciones, la ORE proponía como coeficiente de mayoración de las cargas en el caso de puentes de luz superior a 6,5 m la expresión

$$\varphi = \frac{0,65 \cdot m}{(1 - m + m^2)} \text{ válida para } m < 1 \quad (2)$$

Para valores $m < 0,45$ (a los que se había llegado en los ensayos) la desviación típica correspondiente es:

$$s = 0,025 \cdot \left[\frac{1 + 18 \cdot m}{(1 - m + m^2)} \right] \quad (3)$$

Para puentes de luz inferior o igual a 6,5 m se proponía:

$$\begin{aligned} \varphi &= 0,0033 \cdot V \\ \text{Con} \\ s &= 0,0066 \cdot (1 + 001 \cdot V) \end{aligned} \quad (4)$$

V en km/h

Estas fórmulas cubrían el campo experimentado hasta la velocidad de 200 km/h y son prácticamente coincidentes con las de la actual Instrucción española (hoy en revisión). Hay que hacer la advertencia de que en la actual Instrucción española (de 1975) se ha

deslizado una errata, no subsanada, ya que la velocidad que interviene en el parámetro m ha de ser expresada en m/s, de acuerdo con lo visto anteriormente, y no en km/h como figura en la Instrucción.

5. RECOMENDACIONES DE LA UIC

En la ficha UIC 776-1, versión de 1974, el coeficiente de mayoración dinámica φ (aplicable a cargas reales) se descompone en la suma de φ' (correspondiente a una vía perfecta) y φ'' (correspondiente a las irregularidades de la vía) de manera que:

$$\varphi = \varphi' + \varphi'' \quad (5)$$

Se establece como parámetro característico para la evaluación del coeficiente dinámico el parámetro adimensional:

$$K = \frac{v}{(2 \cdot n \cdot L)} \quad (6)$$

siendo:

v : velocidad de paso del tren, en m/s

n : 1ª frecuencia propia el puente no cargado, en Hz

L : longitud determinante del elemento estudiado (que coincide con la luz en el caso de viga simplemente apoyada), en m.

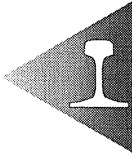
Ello supone el paso del parámetro m al K , definido en función de la frecuencia propia correspondiente al puente **no cargado** que es la representativa del fenómeno dinámico, de acuerdo con los estudios teóricos; en efecto, la masa vibrante es la propia del puente (incluidas cargas permanentes) más la masa no suspendida de los vehículos circulantes y ésta es del orden de $0,15 \cdot M_1$ donde M_1 es la masa total de los vehículos. Como M_1 puede considerarse del orden de 8 Mg/m, resulta que la masa no suspendida que vibra con el puente es, como máximo, del orden de 1,2 Mg/m, cantidad que se considera no significativa frente a la masa del puente (incluidas cargas permanentes).

NOTA: En el caso de velocidades superiores a 200 Km/h la masa por metro lineal no supera, en general, los 3 Mg/m con lo que la masa no suspendida correspondiente es del orden del 10% con lo que su valor es de 0,3 Mg/m, aproximadamente.



Se obtiene el factor φ' (correspondiente al caso de una vía geoméricamente perfecta) por la expresión:

$$\varphi' = \frac{K'}{(1 - K + K^4)} \quad (7)$$



La parte que representa los efectos de las irregularidades verticales φ'' se determina teóricamente suponiendo en la vía un asiento de carril de 0,002 m en una longitud de 1 m y de 0,006 m en 3 m, con una masa no suspendida de 2 Mg por eje. Así se llega a la expresión:

$$\varphi'' = a \cdot \left[\frac{0,56}{e^{0,01 \cdot L^2}} + \frac{0,5 \cdot \left(\frac{n \cdot L}{80} - 1 \right)}{e^{0,0025 \cdot L^2}} \right] \quad (8)$$

Siendo:

$$a = \frac{v}{22}, \text{ para } v \leq 22 \text{ m/s}$$

$$a = 1, \text{ para } v > 22 \text{ m/s}$$

NOTA: 22 m/s \cong 80 km/h.

En el caso de vías de alta calidad en su geometría, el efecto de las irregularidades se considera con el valor $0,5 \cdot \varphi''$

La concordancia de esta formulación con la realidad ha sido constatada hasta velocidades de 200 km/h, cubriendo alrededor del 95% en los puentes estudiados con una seguridad estadística del orden del 95% (valor medio incrementado en 2 veces la desviación típica).

De acuerdo con la definición de φ , la sollicitación dinámica máxima S_d en una sección de una estructura en la que la sollicitación estática es S , será:

$$S_d = (1 + \varphi) \cdot S \quad (9)$$

Obsérvese que el valor de φ' es creciente con K , (figura 2) hasta su valor máximo (1,325) para $K = 0,76$ y que para $K = 0,54$ es $\varphi' = 1$. El valor de φ'' es creciente con la velocidad (para una estructura dada) hasta 80 km/h, permaneciendo constante a partir de esa velocidad. Por tanto, φ es creciente con la velocidad en el intervalo comprendido entre $v=0$ y $v = 1,52 \cdot n \cdot L$

$$\varphi' = \frac{K'}{(1 - K + K^4)}$$

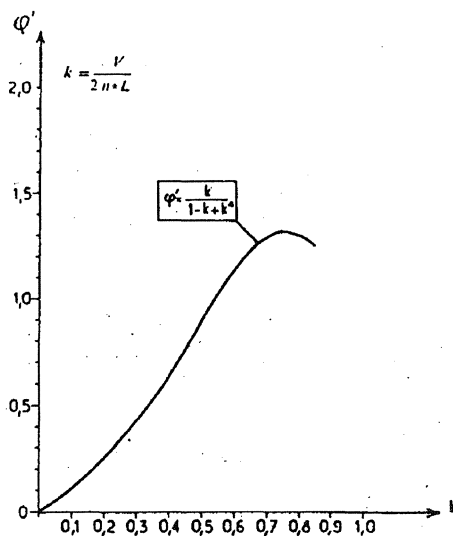


Figura 2

Para simplificar la labor del proyectista, la UIC establece un esquema de cargas (teórico) que cubre las sollicitaciones estáticas de los trenes reales; este esquema es el denominado UIC 71 (figura 3).

Para determinar los coeficientes dinámicos ϕ a aplicar al esquema de cargas UIC, se definieron 6 trenes característicos representativos de los trenes reales y a cada tipo se le asigna una velocidad máxima (figura 4). Se calculan las sollicitaciones estáticas máximas S (en el caso de vigas simplemente apoyadas) en función de la luz para los 6 trenes tipo reales, se obtienen las dinámicas correspondientes con los valores máximos de ϕ en el intervalo de frecuencias propias definidas en la figura 5, para la velocidad máxima asignada a cada tren tipo.

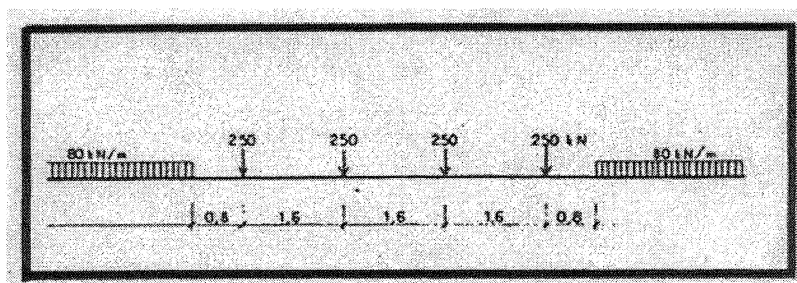


Figura 3



TRAINS - REELS CARACTERISTIQUES

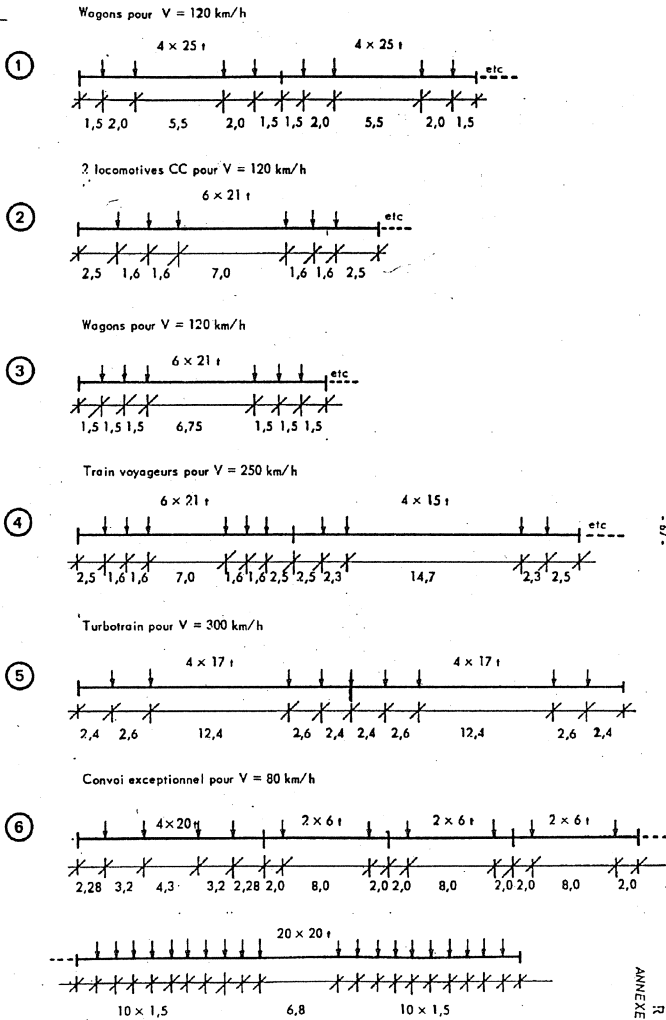
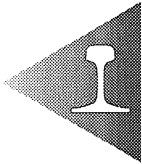
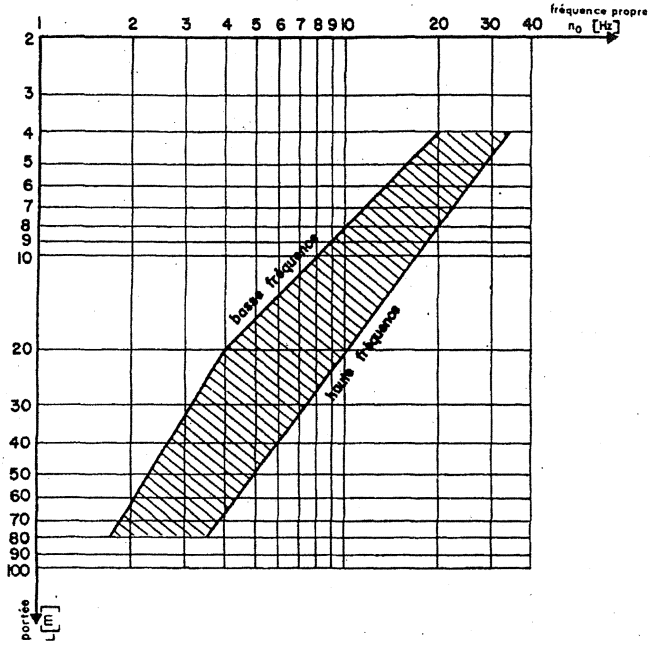


Figura 4

LIMITES DE LA FREQUENCE PROPRE n_0 DU PONT NON CHARGE

Ponts à haute fréquence propre : $n_0 = \frac{1,33677}{L} = \frac{438,80}{L}$

Ponts à basse fréquence propre :

pour $L = 4,0 - 20,0$ m : $n_0 = \frac{80}{L}$

pour $L = 20,0 - 100,0$ m : $n_0 = \frac{1,68857}{L} = \frac{207,80}{L}$

Figura 5



Si son S_{UIC} las solicitaciones estáticas máximas correspondientes al esquema UIC 71, se establece la relación:

$$(1 + \varphi) \cdot S \leq \phi \cdot S_{UIC} \quad (10)$$

Así se definen los coeficientes dinámicos (ficticios) a aplicar a las solicitaciones estáticas del esquema de cargas UIC 71.

En el caso de vías de alta calidad ($\varphi = \varphi' + 0,5 \cdot \varphi''$) se obtienen los valores ϕ_2 y para el resto de vías ($\varphi = \varphi' + \varphi''$) los ϕ_3 , resultando:

$$\phi_2(L) = \frac{1,44}{\sqrt{(L - 0,2) + 0,83}} \quad (11)$$

$$\phi_3(L) = \frac{2,16}{\sqrt{(L - 0,2) + 0,73}} \quad (12)$$

Estos valores son válidos para $3,61 \text{ m} \leq L \leq 67,24 \text{ m}$

para $L < 3,61 \text{ m}$, $\phi_i(L) = \phi_i(3,61)$; $i = 2; 3$

para $L > 67,24 \text{ m}$, $\phi_i(L) = \phi_i(67,24)$

Hasta velocidades de 200 km/h los puentes construidos, comprobados o reforzados de acuerdo con estos coeficientes dinámicos se han comportado sin que se hayan detectado problemas especiales.

6. SITUACIÓN PARA VELOCIDADES SUPERIORES A 200-220 KM/H.

En la nueva línea francesa París-Lyon (1ª línea de alta velocidad puesta en servicio en Europa) cuyos puentes han sido proyectados de acuerdo con el esquema de cargas y coeficientes de la UIC, se han presentado problemas de resonancia en algunas estructuras. Estos fenómenos resonantes tienen importancia no sólo en **flechas** (o deformaciones) sino en las **aceleraciones** que se producen en los tableros. En el caso de flechas, suponiendo comportamiento elástico, éstas son proporcionales a los esfuerzos, con lo que pueden dejar de estar cubiertas las solicitaciones por el esquema de cargas UIC con el correspondiente ϕ , y se produciría la rotura de la estructura. En relación con las acele-

raciones 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 $0,7g$ a $0,8g$, (g : aceleración de la gravedad - $9,81 \text{ m/s}^2$ -) se produce un fenómeno de licuefacción del balasto, pasando este material a comportarse de manera similar a un fluido (sin capacidad, por tanto, de soportar esfuerzos tangenciales). 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 la aceleración de las oscilaciones debe limitarse a g .

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

Los modernos trenes de alta velocidad concebidos como ramas con regularidad en la distancia entre bogies, las hace especialmente agresivas para los puentes cuando la frecuencia de paso de aquellos se aproxima a la frecuencia propia de vibración de la estructura, apareciendo fenómenos de resonancia.

Estas situaciones de resonancia no habían sido detectadas en la práctica cuando se elaboraron las fórmulas propuestas por la UIC, si bien la experiencia (y los propios ensayos) no habían superado las velocidades de 200 km/h , con excepción de los ensayos realizados en un puente de la red francesa (Angerville) hasta $V = 241,2 \text{ km/h}$ y dos puentes de la alemana (Rheda/W Bundestrasse y Rheda/W Nonenstrasse) hasta $V = 252 \text{ km/h}$.

Los cálculos confirman las posibilidades de estas situaciones de resonancia, tanto en valores del propio coeficiente dinámico como de las aceleraciones verticales inducidas en los tableros de los puentes, lo que puede verse en la figura 6, correspondiente a un tablero de puente isostático de longitud 15 m , masa repartida de 15 Mg/m , frecuencia propia (primer modo de vibración) de 5 Hz y amortiguamiento de $0,01$ (respecto del amortiguamiento crítico); se trata de un puente de baja frecuencia, en el entorno del límite de las frecuencias recomendadas por la UIC. En la propia figura se observa:

- a) Los picos de velocidades resonantes son estrechos, es decir, corresponden a intervalos de velocidad pequeños; fuera de esos intervalos, las aceleraciones del tablero descienden sensiblemente.
- b) Para el ICE 2 (doble composición), por ejemplo, resulta una velocidad resonante de 44 m/s ($158,4 \text{ km/h}$), en la que aparece una aceleración en tablero de $4,5 \text{ m/s}^2$; sin embargo, para $43,5 \text{ m/s}$ ($156,6 \text{ km/h}$) y para $44,5 \text{ m/s}$ ($160,2 \text{ km/h}$) la aceleración del tablero ha bajado de 3 m/s^2 .



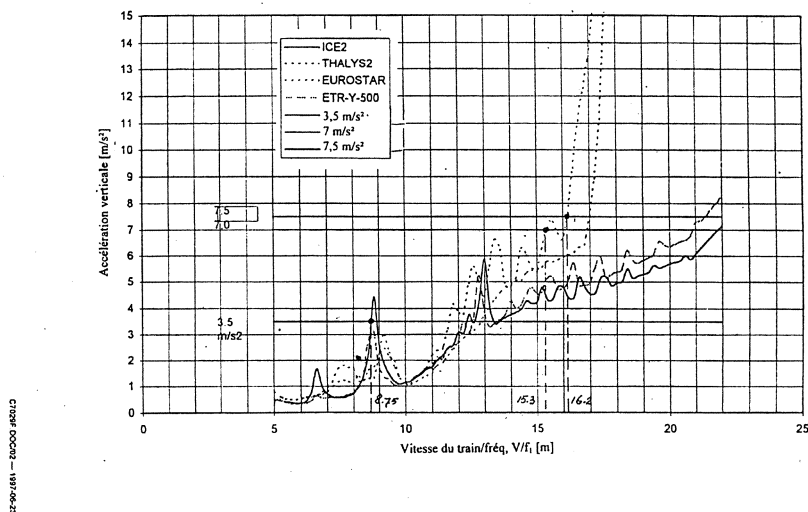


Figura 6

En el caso del coeficiente dinámico real, $\phi_r = d_{\text{máx}}/d_{\text{UIC}}$, (d : flecha en centro de vano) ocurre algo análogo, como se muestra en la figura 7 en la que se aprecian los picos resonantes que aparecen para los trenes ICE 2, THALYS 2, EUROSTAR y ETR-Y-500, sobre un tablero isostático de 10 m de luz, todos ellos comprendidos entre velocidades de 68 m/s (244,8 km/h) y 76 m/s (273,6 km/h); para este puente sería, según UIC, $\phi = 1,31$ (vía de alta calidad), ampliamente rebasado por todos ellos; ha de hacerse notar que en los cálculos que han permitido elaborar la curva correspondiente, se ha considerado vía perfecta.

De lo visto anteriormente se deduce la necesidad de realizar cálculos dinámicos (ciertamente 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 límites del coeficiente de impacto con que han sido diseñados o aceleraciones que superen los valores de **0,35.g**, (puentes con balasto) ó **0,5.g** (puentes sin balasto), que corresponden a minorar los valores reseñados anteriormente con un coeficiente de seguridad de 2 y todo ello en el campo de velocidades comprendido entre 0 y $1,2 \cdot V$ (V =velocidad máxima de circulación por el puente).

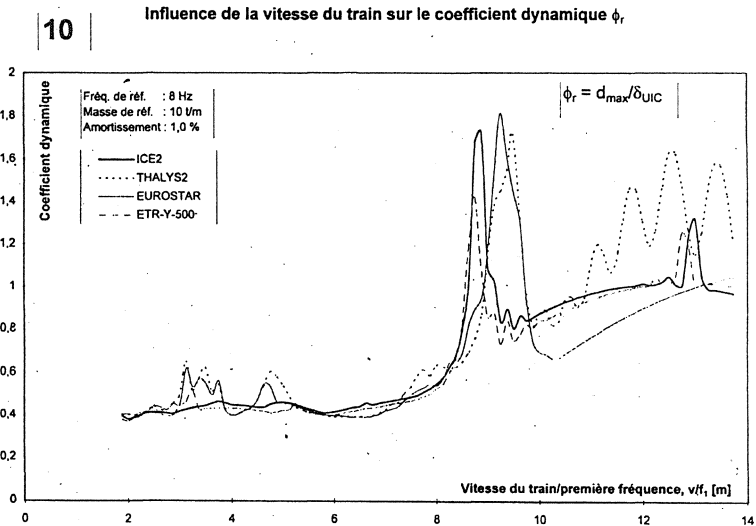


Figura 7

En relación con las vibraciones inducidas en los puentes el fenómeno es muy complejo, ya que han de tenerse en cuenta los siguientes aspectos y parámetros, todos ellos de importancia:

- La longitud de los trenes es decir, el número de impulsos.
- Las características de los vehículos.
- La rigidez del puente.
- La masa vibrante.
- Las frecuencias propias de vibración, relacionadas con c) y d)
- La torsión inducida en los tableros (de doble vía o esviados) que produce vibraciones de torsión que pueden acoplarse a las de flexión.
- El amortiguamiento del puente.

Toda esta problemática ha llevado a la UIC a plantearse su resolución para lo que se ha creado un Comité de Expertos en el seno del ERRI, el Comité ERRI D214,



encargado de tratar la cuestión de vibraciones en puentes para velocidades $V > 160$ km.

Este Comité desarrolla actualmente sus trabajos a fin de facilitar a los ingenieros pautas o reglas de dimensionamiento sencillas con un doble objetivo:

- 1) Diseñar puentes aptos para que circulen, sin problemas, los trenes de alta velocidad hoy existentes en la red europea.
- 2) Establecer las condiciones de paso por los puentes proyectados con esas reglas de los nuevos trenes de alta velocidad que puedan construirse en el futuro.

Está previsto que sus conclusiones sean incorporadas a los Eurocódigos.

7. CONCLUSIONES

1. La experiencia reciente y la teoría demuestra que en el caso de velocidades elevadas (superiores a 200/220 km/h) pueden presentarse en los puentes fenómenos vibratorios con consecuencias nefastas en situación de resonancia.
2. Los coeficientes de impacto de los reglamentos actuales no cubren estos fenómenos.
3. Las velocidades para las que se produce resonancia pueden ser inferiores a la velocidad máxima de circulación y dependen tanto del tipo de puente como del tipo de tren.
4. Las **repercusiones económicas** pueden llegar a ser elevadas ya que obligarían a tener que modificar o sustituir tableros de puentes, con costes próximos al millón o millón y medio de pesetas por metro lineal y con los consiguientes trastornos para la explotación en las líneas nuevas.

Resulta por tanto necesario realizar cálculos dinámicos en los proyectos (o comprobaciones) de puentes por los que puedan circular trenes a velocidades superiores a los 200-220 km/h.

Nota.: Las figuras se han reproducido de la bibliografía.



BIBLIOGRAFÍA

- UIC: Fichas 702 y 776-1
- INSTRUCCIÓN RELATIVA A LAS ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE FERROCARRILES. Junio 1975.
- ERRI: Cuestiones D23, D128 y D214.
- EUROCODIGO 1
- E. CHAMBRON. Les Ouvrages d'art de la Ligne Nouvelle. Revue Générale des Chemins de Fer. Noviembre 1976

