
ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO EN RELACIÓN CON LA VÍA EN PUENTES DE FERROCARRIL

SERVICEABILITY LIMIT STATES IN TRACK ON RAILWAY BRIDGES

JORGE NASARRE Y DE GOICOCHEA. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Grupo de Proyectos. Ministerio de Fomento - Renfe. jnasarre@renfe.es

RESUMEN: Un puente de ferrocarril debe soportar, sin peligro de hundimiento, las diversas cargas que pueden actuar sobre él a lo largo de su vida. Pero no es suficiente constatar esa cualidad resistente, ya que su respuesta frente a esas cargas es una acción para la vía y para los vehículos que circulan por el puente. Es preciso controlar que la acción del puente sobre la vía no sea una causa que produzca su desconsolidación y que su acción sobre los vehículos no implique niveles inaceptables de seguridad y calidad de marcha de las circulaciones. Por ello es preciso evaluar el comportamiento de los puentes ferroviarios en determinados aspectos geométricos y dinámicos, lo que exige diversas comprobaciones que deben realizarse desde su concepción y que se indican en este artículo.

PALABRAS CLAVE: PUENTES FERROVIARIOS, VÍA, DEFORMACIONES, ACELERACIONES EN TABLERO

ABSTRACT: A railway bridge must be capable of withstanding the whole range of loads which may act on the same throughout its working life without any risk of collapse. However, the control of this strength characteristic is not, in itself, enough as the response to these loads leads to action on the track and the vehicles travelling over the bridge. As such, it is necessary to ensure that the bridge action on the track does not undermine the same and that the actions on vehicles do not lead to unacceptable safety levels or affect user comfort. It is, therefore, necessary to evaluate the behaviour of railway bridges in accordance with certain geometric and dynamic aspects and this article considers the diverse controls which have to be carried out from the time of original design.

KEYWORDS: RAILWAY BRIDGES, TRACK, STRAIN, DECK ACCELERATION

1. INTRODUCCIÓN

Las deformaciones, desplazamientos y aceleraciones en los tableros de los puentes de ferrocarril que afectan a la vía instalada en ellos, son estados límite de servicio para el puente, pero estados límite últimos para la vía o para los vehículos que circulan, en cuanto afectan a su seguridad.

En la nueva "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril" se incluyen los estados límite de servicio que deben contemplarse y los valores que deben respetarse para no afectar a la seguridad. Con carácter general, también están recogidos en los Eurocódigos (EC).

Los ingenieros dedicados a la concepción, ejecución y explotación de puentes de ferrocarril no deben olvidar en ningún momento que el puente debe soportar otra estructura: la vía (con o sin balasto), a la que se transmiten las acciones que ejerce el propio puente, y cuyas condiciones de correcta y segura funcionalidad han de comprobarse en toda circunstancia.

2. DESPLAZAMIENTOS Y DEFORMACIONES

Los desplazamientos en relación con la vía (que influyen en la seguridad y comportamiento de ésta) que es preciso

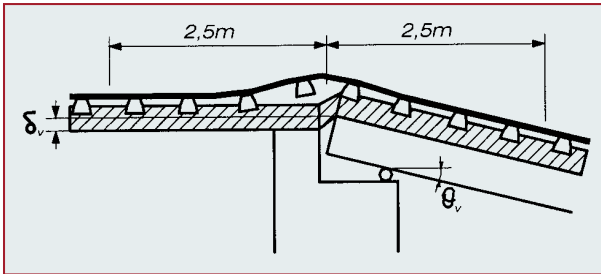


Fig. 1.

controlar desde el momento de la concepción de un puente se refieren a:

- Desplazamientos longitudinales del tablero.
- Desplazamientos verticales del tablero.
- Giros verticales del tablero.
- Desplazamientos transversales del tablero.
- Giros transversales del tablero.
- Alabeo del tablero.

No se incluyen en esta comunicación los desplazamientos longitudinales que proceden de los fenómenos de interacción vía-tablero que permiten analizar la transmisión de esfuerzos térmicos y de frenado-arranque entre vía y puente y determinan la necesidad de instalar aparatos de dilatación de vía, que son objeto de otra comunicación, ni los relacionados con la comodidad del viajero.

2.1. DESPLAZAMIENTOS Y GIROS VERTICALES

En los extremos del tablero, que están en contacto con un estribo (con movimientos verticales no significativos) o con el extremo de otro tablero, ha de limitarse el desplazamiento vertical. Esta limitación está asociada a la deformabilidad vertical del carril, a evitar tensiones de flexión excesivas en el mismo, a las condiciones de apriete y a la flexibilidad vertical de la sujeción del carril (a la traviesa en vía con balasto o a la placa en vía sin balasto) y a la posibilidad de desconsolidación del ba-

lasto, en su caso, como consecuencia de este efecto que es repetitivo (figura 1).

En el caso de vía con balasto, en las juntas entre tableros o entre tablero y estribo, el desplazamiento vertical δ_v máximo relativo de la plataforma de vía deberá ser menor o igual a 3 mm para el caso de vías de velocidad máxima de circulación no superior a 160 km/h, y menor o igual a 2 mm si la velocidad puede superar los 160 km/h.

En el caso de vía sin balasto en uno o ambos lados de la junta será preciso un estudio específico, en función del tipo de carril y características de la sujeción.

Esta comprobación ha de hacerse para todo tipo de vía, incluso para vía con juntas.

El cálculo de estos desplazamientos se realizará en el eje de cada vía con el tren de cargas verticales de uso ferroviario (es decir, el tren de cargas UIC 71, afectado del coeficiente de clasificación correspondiente y del coeficiente de impacto) y las acciones térmicas, si ello es más desfavorable. En el caso de un tablero con varias vías sólo se considera el tren de cargas en 2 vías como máximo.

Debe tenerse en cuenta que toda discontinuidad de carril (es decir, juntas, aparatos de dilatación de vía y desvíos) debe situarse a más de 2,5 m de la junta entre tableros o entre tablero y estribo, para asegurar su buen comportamiento frente a este fenómeno (figura 1).

Por las mismas razones que para el caso de desplazamientos verticales, es preciso limitar el giro en el plano vertical θ_v en una extremidad de tablero en las juntas entre tableros o entre tablero y estribo (figura 1). Con los valores de las sobrecargas verticales de uso ferroviario y las acciones térmicas, si fuese más desfavorable, el giro vertical máximo en extremo de tablero en el eje de una vía con balasto no debe exceder los siguientes valores (figura 2):

- $6,5 \cdot 10^3$ rad (vía única) entre tablero y estribo.
- $10 \cdot 10^3$ rad (vía única) entre tableros consecutivos.

En el caso de vías múltiples solo se considera una vía cargada y los valores límites (resultado de la hipótesis de que puedan coincidir dos circulaciones en el puente) son:

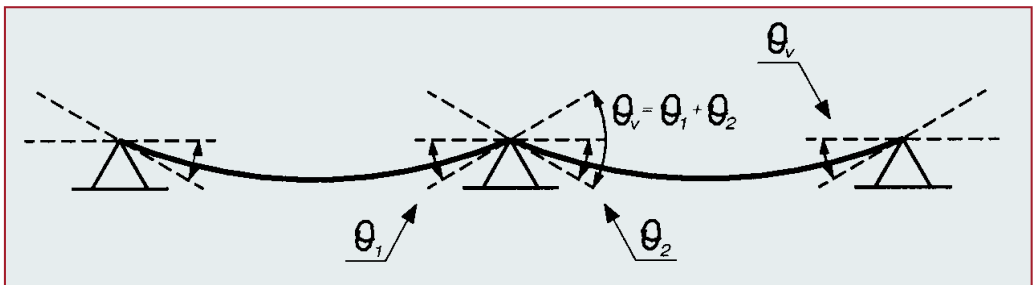


Fig. 2.

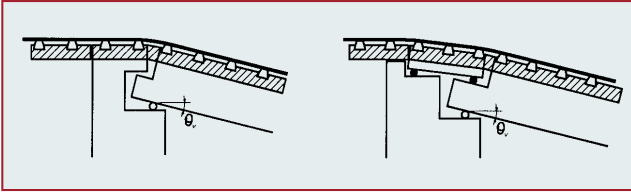


Fig. 3.

- $3,5 \cdot 10^3$ rad entre tablero y estribo.
- $5 \cdot 10^3$ rad entre tableros consecutivos.

En el caso de vía sin balasto uno o los dos lados de la junta, serán necesarios estudios específicos, teniendo en cuenta las características de las fijaciones del carril a la placa.

En la figura 3 se indican algunas disposiciones constructivas que pueden tomarse en caso de dificultades para conseguir los límites indicados.

2.2. DESPLAZAMIENTOS Y GIROS TRANSVERSALES

Los desplazamientos y giros transversales del tablero afectan a la geometría en planta de la vía, cuya deformación debe limitarse; como la geometría depende de la velocidad, también los límites dependen de la velocidad máxima de la línea.

Esta condición debe ser comprobada con la sobrecarga de uso debida al tráfico ferroviario para una vía, las cargas de viento y el efecto de las acciones térmicas. La deformación horizontal δ_h máxima del tablero no podrá producir ninguno de los dos fenómenos siguientes:

- Un ángulo (según el eje longitudinal) en un extremo o junta, mayor que los valores definidos en el cuadro 1. En el caso de junta entre dos tableros consecutivos, el límite se aplicará al ángulo relativo.
- Un radio de curvatura horizontal menor que los valores que se indican en el cuadro 1. El radio de curvatura puede calcularse por la fórmula:

$$R = L^2 / 8\delta_h$$

CUADRO 1. MÁXIMA VARIACIÓN ANGULAR Y MÍNIMO RADIO DE CURVATURA			
Rango de velocidad (km/h)	Ángulo máximo	Radio de curvatura mínimo	
		Tablero simple	Puente multi-tablero
$V \leq 120$	0,0035 rad	1.700 m	3.500 m
$120 < V \leq 220$	0,0020 rad	6.000 m	9.500 m
$220 < V$	0,0015 rad	14.000 m	17.500 m

La deformación horizontal incluye la deformación del tablero del puente y de la subestructura (incluyendo pilas, pilotes y cimientos). Para velocidades $V > 120$ km/h y $\alpha > 1$ se considerará $\alpha = 1$ siendo α el coeficiente de clasificación de cargas. Independientemente se verificará la limitación para $V = 120$ km/h.

La curvatura resultante de $1/R$ y la del trazado de la vía debe ser compatible con la velocidad de la línea.

Para asegurar la continuidad de la geometría transversal de la vía, deberán diseñarse los tableros y apoyos de tal manera que se impida el desplazamiento transversal relativo entre extremo de tablero y estribo o entre extremos de tableros consecutivos.

A fin de evitar fenómenos de resonancia lateral en los vehículos, la primera frecuencia propia de vibración transversal de los tableros de puente (no cargados) no será inferior a 1,2 Hz.

Para garantizar que las vibraciones transversales de los puentes son de pequeña amplitud, debe limitarse el desplazamiento transversal de todo punto del mismo a 6 mm, bajo la acción de la fuerza de choque lateral, teniendo en cuenta tanto los fenómenos de deformación de la sección como los debidos a eventuales alabeos o torsiones. A estos efectos, la fuerza de choque lateral será combinada, exclusivamente, con las componentes verticales de la sobrecarga de uso debida al tráfico ferroviario afectadas por el coeficiente dinámico correspondiente o con el tren de cargas en vacío (sobrecarga: 10 kN/m), según resulte más desfavorable.

2.3. ALABEO DEL TABLERO

El alabeo (t) del tablero del puente (figura 4) se calculará con la sobrecarga de uso debida al tráfico ferroviario.

El máximo alabeo, medido entre dos secciones transversales distantes entre sí una longitud de 3 m, no será mayor de:

$$t \leq 4,5 \beta \text{ mm/3m para } V \leq 120 \text{ km/h}$$

$$t \leq 3,0 \beta \text{ mm/3m para } 120 \text{ km/h} < V \leq 220 \text{ km/h}$$

$$t \leq 1,5 \beta \text{ mm/3m para } V > 220 \text{ km/h}$$

Donde: $\beta = 1,78r^2 / (r+c)^2$, siendo $c = 0,5$ m

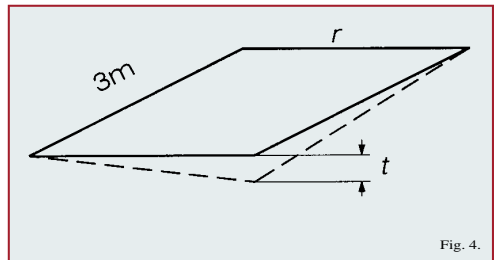


Fig. 4.

Independientemente se verificará la limitación para $V=120$ km/h.

En la figura 4, r es la separación entre círculos de rodadura; puede tomarse un valor de r igual al ancho de vía incrementado en 65 milímetros.

Salvo especificación en contra, el alabeo total, suma del alabeo eventual de la vía más el correspondiente a la acción de las cargas permanentes y de las sobrecargas de uso y a las acciones térmicas y de viento, no debe exceder de $7,5\beta$ mm/3m.

Justificación de la fórmula que proporciona el valor de β :

Como consecuencia del alabeo de la vía, en las distintas ruedas de un vehículo (bogíe) se producen variaciones de la carga transmitida al carril. Para calcularlas es preciso tener en cuenta las características de la suspensión.

En la figura 5 se indica esquemáticamente la suspensión de un vehículo; los resortes son de la misma rigidez k ; la distancia entre resortes es $r + c$; $c/2$ es la distancia entre el círculo de rodadura de la rueda y el punto de apoyo del resorte en la caja de grasa; en los vehículos ferroviarios puede considerarse con suficiente aproximación que esa distancia es constante y su valor es $0,25m$.

Si en los puntos A y C se produce un desplazamiento vertical de valor Z (figura 6), los resortes AA' y CC' sufren un alargamiento que hace descender los puntos A' y C' una cantidad mZ que es la misma que, por simetría respecto de G, descenderán B' y D' (el plano A'B'C'D' es rígido).

La fuerza de los resortes AA' y CC' varía en $\Delta F_1 = k(1-m)Z$ y la de los BB' y DD' varía en $\Delta F_2 = kmZ$, siendo sus sentidos contrarios. El equilibrio exige que, en módulo, $\Delta F_1 = \Delta F_2$ es decir:

$$k(1-m)Z = kmZ \Leftrightarrow m = 1/2$$

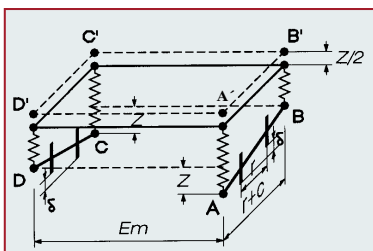
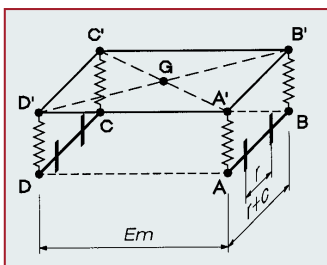
Por tanto el módulo de la variación de esa fuerza será $\Delta F = 0,5kZ$

Considerando un eje en la nueva situación de equilibrio y teniendo en cuenta que los ángulos que entran en juego son pequeños, de acuerdo con figura 7 podrá ponerse:

$$r\Delta Q = (r+c)\Delta F$$

La situación de los ejes se dibuja en la figura 8; de ella se deduce:

$$Z/\delta = (r+c)/r \Leftrightarrow Z = \delta(r+c)/r$$



Figs. 5 y 6.

El alabeo correspondiente al empate Em , que es la distancia del punto de contacto con el carril de la rueda asociada al plano definido por los puntos de contacto con el carril de las ruedas asociadas a B,C y D, tendrá de valor 2δ . Por tanto, al alabeo 2δ le corresponde una descarga de las ruedas A y C de valor:

$$\Delta Q = (r+c)/r \cdot \Delta F = 0,5k\delta(r+c)^2/r^2$$

La seguridad frente al descarrilamiento será la misma para el mismo valor de ΔQ , con lo que tomando como referencia de alabeo $2\delta_0$ asociado a r_0 y si se considera que K y C no varían con el ancho de vía, el nivel de seguridad se mantendrá si:

$$k\delta_0(r_0+c)^2/r_0^2 = k\delta(r+c)^2/r^2$$

Es decir:

$$\delta = \delta_0(r_0+c)^2/r_0^2 \cdot r^2/(r+c)^2$$

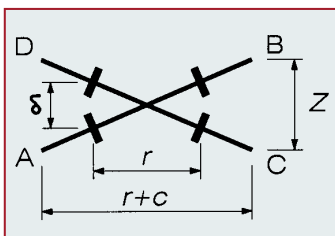
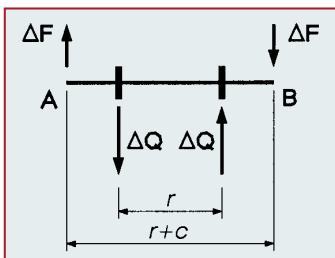
Tomando como referencia $r_0 = 1,5$ m, resulta:

$$\beta = 2\delta/2\delta_0 = (2/1,5)^2 r^2 / (r+c)^2 = 1,78 r^2 / (r+c)^2$$

3. ACELERACIONES VERTICALES EN TABLERO

Después de la puesta en servicio de la primera línea de alta velocidad en Europa (París-Lyon) se ha detectado la aparición, en algunos puentes, de desórdenes de la banqueta de balasto que provocaban la desestabilización de la vía y el deterioro de su geometría, con el riesgo consiguiente para las circulaciones. Un estudio detenido de este fenómeno ha puesto de manifiesto que estaba asociado a aceleraciones verticales del tablero, provocadas por el paso de los trenes a determinadas velocidades (velocidades resonantes que, en consecuencia, no tenían por qué ser las máximas), al alcanzar valores del orden de $0,7g$ a $0,8g$ (g : aceleración de la gravedad $-9,81$ m/s²). Los puentes, por su parte, habían sido concebidos de acuerdo con el esquema de cargas UIC 71 y con las reglas de la ficha UIC 776-1. Además, cuando la fisuración se propagaba en los puentes de hormigón, la rigidez y la frecuencia propia del tablero disminuían y la velocidad de resonancia correspondiente también; por ejemplo, se ha puesto de manifiesto una disminución de la velocidad resonante de 287 km/h (para un puente nuevo) a 250

Figs. 7 y 8.



km/h para ese mismo puente transcurrido un tiempo de su entrada en servicio.

Analizada la cuestión a nivel teórico y experimental se ha constatado que:

- a) En el balasto, sometido a aceleraciones verticales del orden de 0,7g a 0,8g, se produce un fenómeno similar a la licuefacción que le hace perder su capacidad portante y provoca una degradación de la nivelación y alineación de la vía.
- b) La colocación de un tapiz elástico entre tablero y balasto amplifica las aceleraciones en el balasto y, por tanto, es perjudicial frente a este fenómeno. Esta importante conclusión se ha obtenido de los resultados de los ensayos encar-

gados por el comité ERRI D 214 a la división "Construcciones y obras de fábrica" del Instituto federal de investigación y ensayos de materiales (BAM) de Berlín, que realizó los trabajos en cooperación con la DB AG (Ferrocarriles alemanes). Se ensayaron tapices elásticos de diferentes características. Cuantitativamente la amplificación es del orden del 40%.

c) Aceleraciones del orden de g, aun en tableros sin balasto, pueden hacer disminuir las fuerzas Q de contacto rueda-carril (incluso ocasionando despegues) hasta límites inaceptables.

d) La distribución regular y repetitiva de ejes de las ramas de alta velocidad puede dar lugar (a determinadas velocidades) a situaciones resonantes de los tableros con

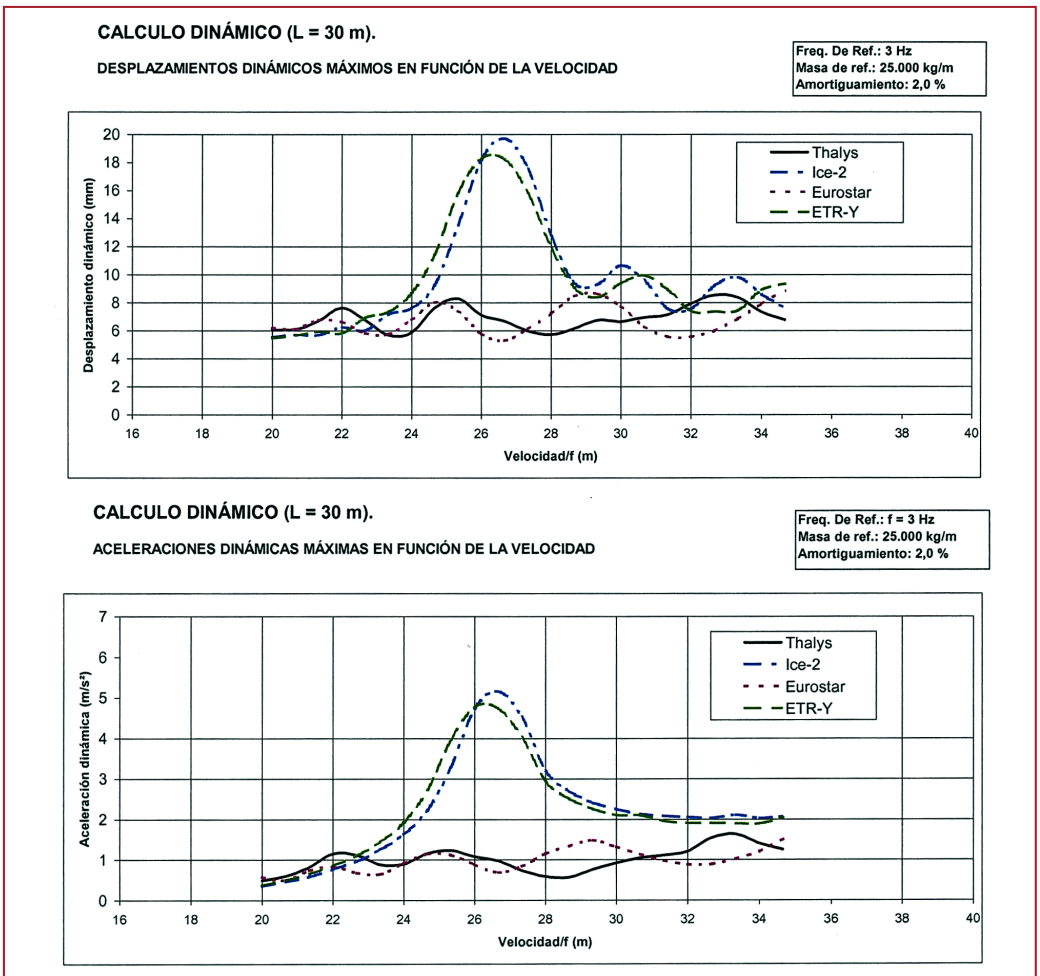
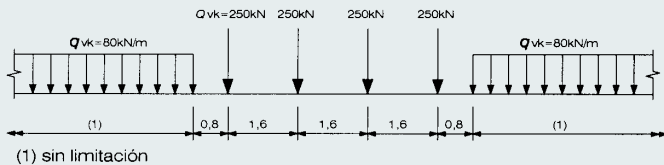


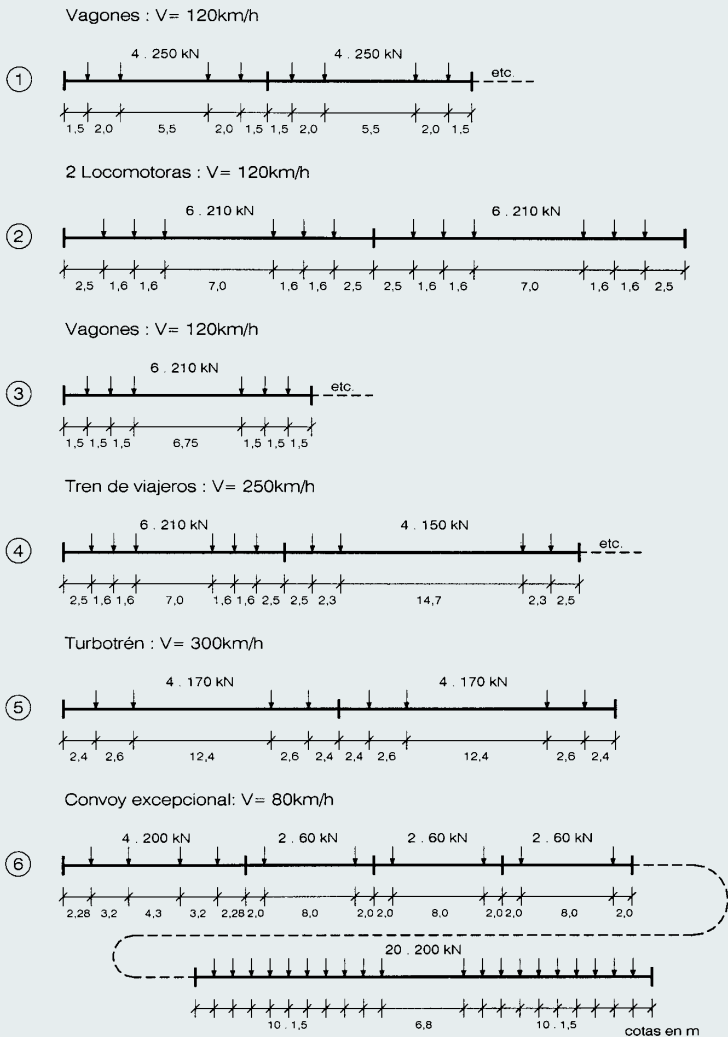
Fig. 9.

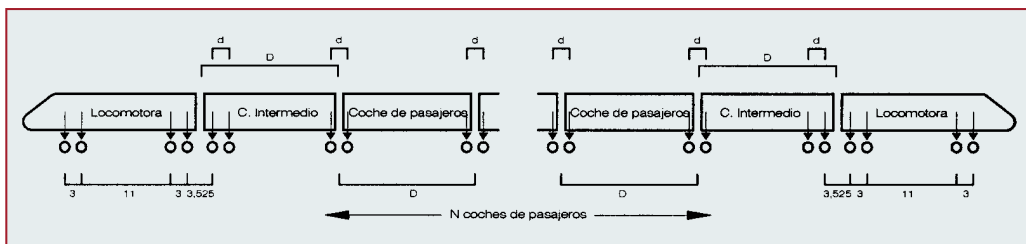
Fig. 10.

ESQUEMA DE CARGAS UIC 71



TRENES REALES CARACTERÍSTICOS



Fig. 11.
Definición
del TDU-A.

Tren	Número de coches de pasajeros	Longitud del coche	Distancia entre ejes de un bogie	Carga nominal por eje
	N	D[m]	d[m]	P[kN]
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

amplificaciones importantes tanto en flechas como en aceleraciones verticales, como puede verse en la figura 9.

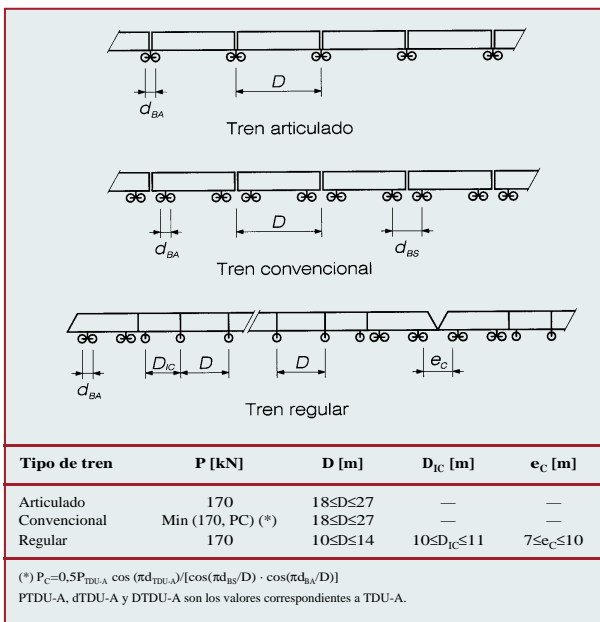
e) De los trenes reales característicos que sirvieron para definir el esquema de cargas UIC 71 (figura 10) y los coeficientes dinámicos aplicables, solamente el n° 5 (turbotrén para $V=300$ km/h) llega a la velocidad indicada, y el tren está constituido por dos vehículos, con una longitud total de 38,4 m y 8 cargas de 170 kN, frente a las modernas ramas de alta velocidad, con posibilidad de alcanzar 400 m de longitud (de acuerdo con las ETI-Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad) y 10.000 kN de carga total, circulando a velocidades superiores a 300 km/h.

En consecuencia, es preciso analizar el comportamiento de las estructuras ferroviarias que han de soportar circulaciones de alta velocidad, a nivel de concepción, comprobando que:

1. La aceleración vertical, en tableros de vía con balasto, no sobrepasa el valor de $0,35g$ (coeficiente de seguridad 2) en el rango de frecuencias hasta 30Hz, o hasta el doble de la primera frecuencia propia (el mayor de ambos), con una vía cargada en la situación más desfavorable.
2. La aceleración vertical, en tableros con vía sin balasto, no sobrepasa el valor de $0,5g$ (coeficiente de seguridad 2); rango de frecuencias hasta 30Hz, o hasta el doble de la primera frecuencia propia (el mayor de ambos), con una vía cargada en la situación más desfavorable.

Estas comprobaciones han de hacerse para los 10 trenes que constituyen el tren dinámico universal-A (TDU-A) definido por el Comité ERRI D 214, recogido por los EC, las ETI y la

Fig. 12.



nueva instrucción española (figura 11). El TDU-A cubre los efectos de los trenes reales y de futuro (figura 12).

Los cálculos dinámicos de aceleraciones generalmente se realizan con la hipótesis de vía y ruedas sin irregularidades, obteniéndose así las aceleraciones máximas en el tablero o, más precisamente, en los elementos en contacto con la vía. Para cuantificar los efectos de las irregularidades de vía (y ruedas) basta multiplicar la aceleración máxima calculada por $(1+\phi'')$ ó $(1+0,5\phi'')$ según el caso. Se recuerda que

$$\phi'' = v/22 \cdot [0,56 e^{-\phi_w/10} + 0,5 (L_{\phi} n_0/80-1)e^{-\phi_w/10}]$$

siendo v la velocidad en m/s, con la condición de que si $v > 22$ se tomará $v = 22$, y $\phi''=0$ si ϕ'' resulta negativo.

Dadas las imprecisiones de los cálculos y de los parámetros rigidez, amortiguamiento y frecuencias propias del puente y su posible evolución, el rango de velocidades a considerar será el comprendido entre 220 km/h (en el caso de considerar el tren de cargas clasificado de la nueva instrucción española, para anchos de vía 1.435 mm y 1.668 mm) y 1, 2 veces la velocidad máxima de la línea.

4. CONCLUSIONES

1. Es preciso comprobar, en el proyecto de puentes de ferrocarril, los estados límite de servicio correspondientes a:

- Desplazamientos longitudinales del tablero.
- Desplazamientos y giros verticales del tablero.
- Desplazamientos y giros transversales del tablero.
- Alabeo del tablero.

Estas comprobaciones se pueden realizar con cálculos estáticos, una vez determinado el coeficiente de impacto a aplicar.

2. Experiencias recientes (y la teoría) demuestran que en el caso de velocidades elevadas pueden presentarse situaciones de resonancia en los puentes de ferrocarril.

3. Los coeficientes de impacto clásicos no cubren las amplificaciones resonantes de las aceleraciones en tableros.

4. Es preciso comprobar que las aceleraciones máximas que afectan a la vía no superan los valores de 0,35 g (vía con balasto) ó 0,5 g (vía sin balasto). Para ello son imprescindibles los cálculos dinámicos.

5. Las repercusiones económicas, si no se respetan los valores límite indicados, pueden llegar a ser elevadas ya que obligarían a limitaciones de velocidad (perjuicios para la explotación) o a modificar o incluso sustituir tableros de puentes. ■

REFERENCIAS

- UIC. Fichas 702 y 776-1.
 - Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril. Junio 1975.
 - ERRI. Cuestiones D23, D128 y D214.
 - EUROCÓDIGO 1.
 - Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad.
 - Parámetros de diseño del trazado de la vía. Norma Europea (en redacción).
 - E. Chambron. *Les Ouvrages d'art de la Ligne Nouvelle*. Revue Générale des Chemins de Fer. Noviembre 1976.
 - J. Nasarre. *Algunas consideraciones sobre la necesidad de cálculos dinámicos de los puentes de ferrocarril para velocidades elevadas*. Congreso Nacional de Ingeniería Ferroviaria "Ferroviaria '98". Junio 1998.
 - J. Eisenmann, G. Leykauf. *Feste Fahrbahn für Schienenbahnen*. Beton Kalender. 2000.
 - Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril. (en redacción). Versión junio 2001.
 - UIC. *Conception des lignes nouvelles pour des vitesses 300-350 km/h. État des réflexions*. 2001.
 - J. Domínguez. *Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia*. Tesis doctoral. 2001.
- Nota: Algunas figuras han sido seleccionadas de la bibliografía.