Capítulo 1

Introducción

1.1. Objeto

Esta Instrucción tiene por objeto definir las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril, con el fin de dotarlos de una capacidad portante adecuada y compatible con las condiciones de seguridad y nivel de servicio exigibles durante su vida útil. Todo ello, sin perjuicio tanto de lo dispuesto en los Reales Decretos 354/2006, de 29 de marzo, y 355/2006, de 29 de marzo, por los que se transponen las modificaciones de las directivas 96/48/CE y 2001/16/CE relativas a la interoperabilidad de los sistemas ferroviarios transeuropeos de alta velocidad y convencional, respectivamente, como de los requisitos técnicos establecidos en las especificaciones técnicas de interoperabilidad, publicadas mediante decisión de la Comisión en el diario oficial de la Unión Europea.

Esta Instrucción sirve de base a otras instrucciones y recomendaciones complementarias relativas al proyecto y ejecución de puentes de hormigón, metálicos y mixtos, debiendo aplicarse conjuntamente con éstas.

1.2. Ámbito de aplicación

Esta Instrucción es de aplicación al proyecto de puentes de nueva construcción integrados en la red ferroviaria de interés general de anchos ibérico, UIC o métrico (véase apéndice D.1), independientemente de su tipología, material constructivo o velocidad de proyecto. Asimismo, será de aplicación a los proyectos de otras estructuras que soporten vías férreas, tales como pontones, alcantarillas, tajeas y muros (definiciones en apéndice A).

Las prescripciones de esta Instrucción sólo serán aplicables a las estructuras descritas, cuando la altura del plano medio de rodadura de la vía sobre la cara superior del tablero o sobre el punto más alto de su estructura portante sea inferior a 2,5 m.

Para el cálculo de puentes de uso mixto, que además del ferrocarril soporten una infraestructura viaria, hidráulica, etc, se emplearán adicionalmente las acciones específicas correspondientes a cada uso, de forma independiente o combinada, según resulte más desfavorable.

1.3. Criterios generales

La presente Instrucción se ha redactado teniendo en cuenta los criterios básicos siguientes:

1. Requisitos fundamentales:

   - Cualquier estructura será proyectada y construida con un nivel de seguridad que le permita soportar todas las acciones que puedan solicitarla durante su construcción y vida útil. Además deberá cumplir la función para la que ha sido construida con unos costes de mantenimiento aceptables.
   - Cualquier estructura será concebida de manera que los daños que se produzcan por acciones accidentales (descarrilamiento de vehículos ferroviarios, impactos o seísmos) no sean desproporcionados.
   - Los coeficientes de seguridad adoptados suponen que:
     - Los puentes serán proyectados por titulados competentes con capacidad y experiencia suficiente.
     - La construcción se realizará por técnicos y operarios con los conocimientos y la experiencia necesarios.
     - Los materiales, componentes y equipos utilizados cumplirán las prescripciones establecidas en las correspondientes Instrucciones.
     - Existirán controles de calidad adecuados durante todo el proceso de proyecto, construcción y explotación de la estructura.
     - La estructura se destinará al uso para el que haya sido proyectada y construida.
     - La estructura se conservará adecuadamente.

2. Vida útil de un elemento o estructura.

   Es el período de tiempo a partir de su puesta en servicio, durante el cual debe cumplir la función para la que fue construido; contando con una conservación adecuada, pero sin requerir operaciones de rehabilitación.

   Para los puentes de ferrocarril objeto de la presente Instrucción, se establece una vida útil de cien (100) años.

3. Situaciones de proyecto de una estructura.

   Caracterizan un período determinado de tiempo durante el que se puede considerar que los factores que afectan a su seguridad no varían.

Cada una de las situaciones posibles y, especialmente, las que se producen durante la construcción de la estructura, serán objeto de comprobación independiente.

Las situaciones de proyecto consideradas en la presente Instrucción son:

- Situaciones persistentes. Corresponden a las condiciones normales de uso de la estructura durante su vida útil.
- Situaciones transitorias. Se producen durante la construcción, inspección o conservación de la estructura. Su duración puede considerarse de un año.
- Situaciones accidentales. Corresponden a condiciones excep-cionales de solicitación de la estructura. Pueden considerarse de duración instantánea.

El proyecto del puente definirá, con suficiente precisión, la tipología de los elementos no estructurales, estudiando con detalle su funcionalidad, compatibilidad con la deformabilidad del tablero y conservación a medio y largo plazo.

Asimismo, para la correcta explotación y conservación del puente, el proyecto incluirá criterios sobre la rehabilitación de dichos elementos no estructurales en lo referente a pesos o espesores, deformabilidad, características, y cualquier otro aspecto técnico que el proyectista considere importante para la seguridad o funcionalidad de la estructura.

1.4. Criterios de comprobación

La comprobación de la estructura se hará de acuerdo con la teoría de los Estados Límite: de Servicio y Últimos.

1.4.1. Estados Límite de Servicio (E.L.S.)

Son aquellos que, si se sobrepasan, la estructura dejará de cumplir el cometido para el que fue proyectada (ya sea por razones funcionales, de durabilidad, o estéticas), sin que ello suponga el colapso de la misma.

Aplicando las combinaciones de acciones definidas en 5.2, se considerarán los siguientes:

- E.L.S. de fisuración. Afecta a la durabilidad o estética de la estructura.
- E.L.S. de deformación. Afecta a la funcionalidad o estética de la estructura, o causa daño en elementos no estructurales.
- E.L.S. de vibraciones. Cuando no son aceptables para los usuarios del puente, afectan a su funcionalidad, o bien causan daños en elementos no estructurales.
- E.L.S. de plastificaciones, en zonas localizadas de la estructura. Provocan daños o deformaciones irreversibles.
- E.L.S. de deslizamiento, en uniones con tornillos de alta resistencia.

1.4.2. Estados Límite Últimos (E.L.U.)

Son aquellos que, si se sobrepasan, se producirá el agotamiento o colapso de la estructura o de una parte de ella.

Aplicando las combinaciones de acciones definidas en 5.1, se considerarán los siguientes:

- E.L.U. de equilibrio, por pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido.
- E.L.U. de rotura, por agotamiento resistente o deformación plástica excesiva.
- E.L.U. de inestabilidad o pandeo, local o general, de una parte o del conjunto de la estructura.
- E.L.U. de fatiga, por rotura de un elemento de la estructura al crecer una fisura como consecuencia de solicitaciones variables repetidas.
- E.L.U. de adherencia, por deslizamiento entre elementos que trabajen solidariamente por este procedimiento.
- E.L.U. de anclaje, por fallo de un anclaje.

1.4.3. Comprobación de la estructura

Para cada Estado Límite se deberá satisfacer la condición correspondiente entre las siguientes:

$$E_d \leq C_d \qquad \text{(E.L.S.)}$$
$$S_d \leq R_d \qquad \text{(E.L.U.)}$$

siendo:

E_d, S_d: Valores de cálculo de las solicitaciones, obtenidos al aplicar al modelo estructural los valores de cálculo de las acciones definidas en el capítulo 4, con los criterios de combinación de acciones del capítulo 5.

C_d: Valor límite admisible de la solicitación para el Estado Límite de Servicio considerado.

R_d: Valor límite admisible de la solicitación para el Estado Límite Último considerado.

En esta Instrucción se definen las acciones y combinaciones de éstas, que sirven de base para obtener los valores de cálculo de las solicitaciones (E_d) y (S_d) en la estructura. Salvo los criterios de funcionalidad en relación con las deformaciones y las vibraciones especificados en 4.2.1, en esta Instrucción no se tratan los criterios para la obtención de los valores límite admisibles de las solicitaciones (C_d), ni (R_d).

1.5. Clasificación de las acciones

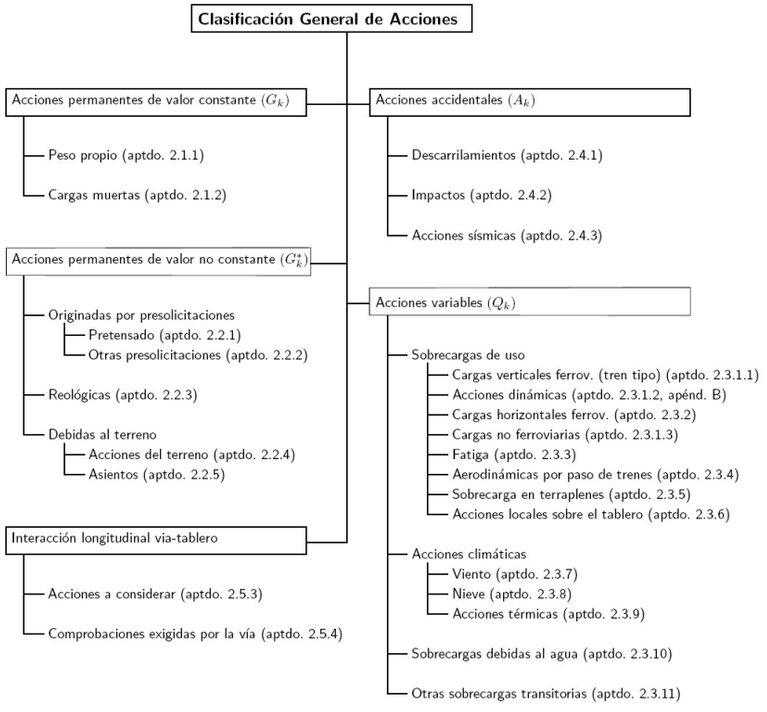
Las acciones se pueden clasificar atendiendo a:

1. Su naturaleza:
   - Acción directa: fuerza aplicada sobre la estructura (peso propio, sobrecargas de uso, etc.).
   - Acción indirecta: deformación o aceleración impuesta a la estructura (acciones reológicas, térmicas, sísmicas, etc.).
2. Su variación en el tiempo:
   - Acciones permanentes de valor constante (G): son las que actúan en todo momento en posición y con magnitud constantes, una vez que la estructura es apta para entrar en servicio (peso propio de la estructura, del balasto y de los elementos funcionales).
   - Acciones permanentes de valor no constante (G*): son las que actúan en todo momento, pero con magnitud no constante.

     En este grupo se incluyen acciones cuya variación se produce en un único sentido en función del tiempo transcurrido, tendiendo hacia un valor límite (acciones reológicas, pretensado, asientos del terreno bajo las cimentaciones, etc.).

     También se incluyen otras acciones originadas por el terreno cuya magnitud no varía en función del tiempo, sino de la interacción terreno-estructura (por ejemplo, empujes sobre elementos verticales). Se integran en este grupo a efectos de combinación con las restantes acciones.
   - Acciones variables (Q): son acciones externas a la estructura que pueden o no actuar (sobrecargas de uso, acciones climáticas, etc.).
   - Acciones accidentales (A): son aquellas cuya posibilidad de actuación durante un «período de referencia» establecido, es pequeña, pero cuyos efectos pueden ser considerables para ciertas estructuras (impactos de vehículos, seísmos, etc.).
3. Su variación espacial:
   - Acciones fijas: son las que se aplican siempre en la misma posición (por ejemplo el peso propio de los elementos estructurales y funcionales).
   - Acciones libres: son las que pueden actuar en diferentes posiciones (por ejemplo las sobrecargas de uso).
4. La respuesta estructural que producen:
   - Acciones estáticas o cuasi-estáticas: son las que no provocan oscilaciones o vibraciones significativas en la estructura o en sus elementos estructurales.
   - Acciones dinámicas: son aquellas que pueden originar oscilaciones o vibraciones significativas en la estructura o en sus elementos estructurales.

En esta Instrucción se ha utilizado la clasificación de las acciones atendiendo a su variación en el tiempo (cuadro 1.1).



Cuadro 1.1: Clasificación General de Acciones

Capítulo 2

Valores característicos de las acciones

El valor característico de una acción es su principal valor representativo. Puede venir determinado por un valor medio, un valor nominal (definido por medio de criterios determinísticos o apriorísticos) o, en los casos en que se fije mediante criterios estadísticos, por un valor correspondiente a una determinada probabilidad de no ser superado durante un «período de referencia» teniendo en cuenta la vida útil de la estructura y la duración de la acción.

2.1. Acciones permanentes de valor constante (G_k)

Son debidas a los pesos de los distintos elementos que forman parte del puente. Comprenden el peso propio y las cargas muertas.

Sus valores se deducirán de las dimensiones de los elementos especificadas en los planos, y de sus pesos específicos correspondientes.

A falta de datos más precisos, se utilizarán los siguientes pesos específicos en kN/m^3:

Fundición	71,0
Acero	77,0
Aluminio	27,0
Bronce	83,0
Plomo	112,0
Hormigón en masa y materiales tratados con cemento	24,0
Hormigón armado y pretensado	25,0
Fábrica de ladrillo cerámico macizo	18,0
Fábrica de ladrillo cerámico hueco	12,0
Mampostería de basalto	28,0
Mampostería de granito o caliza	27,0
Balasto	18,0
Materiales granulares compactados (zahorras, gravas y arenas)	20,0
Relleno de arena	18,0
Relleno de grava	18,0
Relleno de arcilla o tierra seca	16,0
Relleno de arcilla o tierra húmeda	19,0
Madera seca	6,0 a 9,0
Madera húmeda	10,0
Pavimento de mezcla bituminosa	23,0
Material elastomérico	15,0
Poliestireno expandido	0,3

Se tendrán en cuenta las posibles variaciones en el peso específico de algunos materiales por incremento de su contenido de humedad (caso de los rellenos granulares) o por contaminación con finos u otras sustancias (caso del balasto).

En el apéndice D se especifican las características y pesos a considerar para los distintos tipos de carriles y traviesas.

2.1.1. Peso propio

Es el que corresponde a los elementos estructurales del puente.

2.1.2. Cargas muertas

Corresponden a los elementos no estructurales que gravitan sobre los estructurales, tales como: balasto, traviesas, carriles, pequeño material de vía, encarriladoras, postes de electrificación, muretes guardabalasto, aceras, barandillas, canalizaciones de servicios, etc.

Cuando exista incertidumbre en cuanto a la actuación o no de alguna de estas cargas a lo largo de la vida útil de la estructura, se considerará la hipótesis más desfavorable para el elemento y efecto en estudio. Análogamente, cuando las dudas se refieran al valor de la carga, ésta deberá caracterizarse mediante unos valores límites superior e inferior, eligiendo en cada caso el más desfavorable.

Para el balasto, se adoptará:

- Valor nominal, determinado por los espesores teóricos definidos en el proyecto. A falta de datos específicos, se considerará un espesor de 0,50 m para los anchos de vía ibérico y UIC, y de 0,25 m para el ancho de vía métrico.
- Valor inferior ($G_{k,inf}$), obtenido disminuyendo un treinta por ciento (30%) el valor nominal.
- Valor superior ($G_{k,sup}$), obtenido incrementando un treinta por ciento (30%) el valor nominal.

Análogamente, en el caso de las canalizaciones de servicios, se considerarán sus pesos tanto vacías, como llenas de agua.

2.2. Acciones permanentes de valor no constante (G_k^*)

2.2.1. Pretensado ($P_{k,t}$)

Constituye una presolicitación cuyo valor en cada instante dependerá, entre otros factores, del tipo y características del pretensado, de su secuencia y forma de aplicación a la estructura y del comportamiento de los materiales estructurales (deformación bajo carga, fluencia y retracción del hormigón, relajación del acero bajo tensión, etc.). Por ello, se determinará su valor para cada situación de proyecto, incluyendo los estadios más desfavorables de su introducción en la estructura.

Se considerarán dos tipos de acción del pretensado:

1. Tipo P_1: Es la inducida por elementos dispuestos dentro de la sección estructural de hormigón o fuera de ésta pero dentro de su canto.

   El valor del efecto hiperestático del pretensado varía con el tiempo, siendo especialmente sensible a deformaciones impuestas en la estructura, por lo que dicho efecto hiperestático puede reducirse notablemente o incluso anularse. Por ello, en la comprobación de los estados límite últimos de la estructura se deberá ser prudente a la hora de considerar el citado efecto hiperestático cuando sea favorable, no siendo recomendable, salvo justificación expresa, tomar valores mayores del 60 % de lo que resultaría de un cálculo elástico.

2. Tipo P_2: Es la inducida a través de elementos diferenciados en el esquema estructural (tirantes, péndolas, pretensado fuera del canto de la sección, etc.)

   Las acciones del tipo P_2 varían en función de la magnitud de las acciones permanentes de valor constante, por lo que se considerarán conjuntamente. Así pues, para determinar las primeras será necesario fijar previamente las segundas, comprobando posteriormente que unas y otras se mantienen dentro

de los valores previstos. Estas comprobaciones se realizarán también durante la vida útil de la estructura, mediante las siguientes acciones:

El proyecto incluirá un plan de vigilancia del puente, en el que a través de inspecciones periódicas se hará un control riguroso de los pesos y fuerzas aplicadas en todo momento, así como de la respuesta de la estructura frente a la acción del sistema de fuerzas, comprobando que dicha respuesta se mantiene dentro de los límites previstos en el proyecto.

La estructura se proyectará de forma que a lo largo de su vida útil se pueda modificar alguna de las acciones del sistema, con el fin de mantener su respuesta dentro de unos límites admisibles.

2.2.2. Otras presolicitaciones

En este grupo se incluyen las presolicitaciones introducidas por medio de: gatos, bloqueo provisional en apoyos, desplazamientos impuestos en apoyos de la estructura, etc.

Al igual que las presolicitaciones debidas al pretensado, su valor varía con el tiempo, siendo especialmente sensibles a deformaciones diferidas de la estructura producidas por fluencia o retracción. Así pues, deberá determinarse su valor para cada situación de proyecto, incluyendo los estadios más desfavorables de su introducción en la estructura.

Debido a la sensibilidad citada, el valor de la presolicitación puede reducirse notablemente o incluso anularse, por lo que, salvo casos especiales debidamente justificados por el proyectista, no se tendrá en cuenta en la comprobación de los estados límite últimos de la estructura.

La aplicación de estas presolicitaciones durante la construcción se realizará con el valor definido en proyecto, en el instante previsto y sobre la estructura parcial o total que corresponda.

2.2.3. Acciones reológicas ($R_{k,t}$)

En las estructuras o elementos estructurales en los que uno de los materiales constituyentes sea el hormigón, se tendrán en cuenta las acciones reológicas provocadas por la fluencia y la retracción.

Las deformaciones por fluencia y retracción y sus efectos sobre la estructura o elemento estructural, se determinarán conforme a la normativa específica en vigor.

2.2.4. Acciones del terreno

Se considerarán las posibles acciones del terreno, natural o de relleno, sobre los elementos de la estructura en contacto con él: estribos, aletas, muros de acompañamiento, cimentaciones, etc.

La acción del terreno tendrá dos componentes: el peso sobre elementos horizontales (zapatas, encepados, etc.) y el empuje sobre elementos verticales (muros, aletas, etc.).

- El peso se determinará multiplicando el volumen de terreno que gravite sobre la superficie horizontal del elemento, por su peso específico (relleno vertido o compactado). A falta de datos más precisos, se adoptarán los pesos específicos definidos en 2.1.

- El empuje se determinará en función de las características del terreno y de la interacción terreno-estructura, de acuerdo con los criterios geotécnicos al uso.

Cuando la actuación del empuje sea desfavorable para el elemento y efecto en estudio, su valor nunca será inferior al empuje hidrostático de un fluido de peso específico 5 kN/m^3.

Cuando exista incertidumbre sobre la actuación del empuje, y su acción sea favorable para el elemento y efecto en estudio, no se considerará su actuación.

En este apartado no se incluyen las posibles sobrecargas de uso actuando en la coronación de los terraplenes, que puedan ocasionar un incremento de los pesos y empujes transmitidos por el terreno sobre determinados elementos estructurales. Dichas sobrecargas se considerarán como una acción variable de las especificadas en 2.3.5.

2.2.5. Asientos del terreno de cimentación

Se obtendrán a partir de los datos del preceptivo estudio geotécnico, de la tipología y geometría de la cimentación y de las cargas transmitidas por ésta.

Además, se determinará su evolución con el tiempo, especialmente cuando la estructura pase por fases de construcción isostáticas de una duración significativa, durante las cuales pueda desarrollarse una parte importante del asiento total.

Cuando sea difícil prever, con la suficiente garantía, la evolución del asiento, se estimará un intervalo de fluctuación para cada situación de proyecto considerada.

En las cimentaciones profundas, se tendrán en cuenta las acciones producidas por movimientos del terreno respecto a éstas, en función de las diferentes rigideces del terreno y del cimiento. En particular, se considerarán las debidas a rozamiento negativo (asiento del terreno mayor que el del elemento de cimentación) y a empujes laterales originados por movimientos del terreno perpendiculares al eje de los elementos de cimentación.

2.3. Acciones variables (Q_k)

Están constituidas por un conjunto de acciones verticales, longitudinales y transversales al puente, con sus efectos dinámicos correspondientes. En este grupo se incluyen:

- Las sobrecargas de uso ligadas a la explotación definidas en 2.3.1 a 2.3.6.

- Las climáticas definidas en 2.3.7 a 2.3.9.
- Sobrecargas de agua o transitorias definidas en 2.3.10 y 2.3.11

Dichas acciones se aplicarán individualmente o combinadas entre sí, en las posiciones y condiciones que resulten más desfavorables para el elemento y efecto en estudio. En consecuencia, podrán actuar sólo en una parte limitada de la estructura o incluso no actuar.

2.3.1. Cargas verticales

2.3.1.1. Tren de cargas ferroviarias

La carga estática producida por el peso de los vehículos ferroviarios sobre una vía, se asimilará a la del tren UIC71, aplicada en el eje de la vía (o con las excentricidades indicadas en 2.3.1.4.3 y 2.3.1.4.4) y a nivel de su plano de rodadura. Dicho tren se define por las acciones siguientes, actuando simultáneamente (figura 2.1):

a) Cuatro ejes de doscientos cincuenta kilonewton ($Q_{vk} = 250$ kN) cada uno, separados longitudinalmente entre sí 1,6 m, en la posición más desfavorable para el elemento y efecto en estudio. En consecuencia, podrá eliminarse alguna de estas cargas, manteniendo las distancias entre las demás, si ello resultara más desfavorable.

b) Una sobrecarga uniformemente repartida de ochenta kilonewton por metro lineal ($q_{vk} = 80$ kN/m) extendida en la longitud y posición que sea más desfavorable para el elemento y efecto en estudio. Así, podrá situarse por tramos discontinuos, si ello resultara más desfavorable. Esta sobrecarga no se dispondrá en una longitud igual a 6,4 m centrada con los cuatro ejes definidos en a).

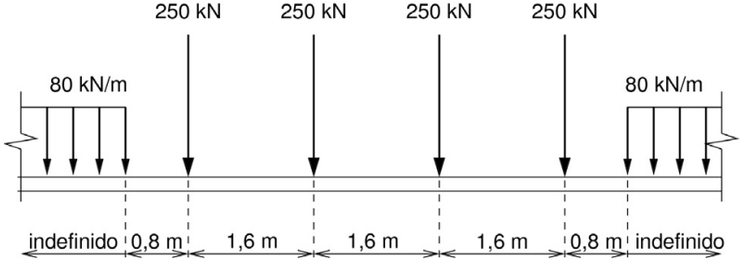


Figura 2.1: Tren de cargas verticales UIC71

Los dos tipos de acciones anteriores irán multiplicadas por un coeficiente de clasificación, α, cuyo valor será:

α = 1,21 para vías de ancho ibérico o UIC[1]
α = 0,91 para vías de ancho métrico.

En líneas de tráfico especial la Administración podrá fijar coeficientes de clasificación (α) diferentes de los anteriores.

2.3.1.2. Efectos dinámicos debidos al tráfico: Coeficiente de impacto

Las solicitaciones y deformaciones reales de un puente debidas al tráfico ferroviario son de naturaleza dinámica. Sus valores pueden ser considerablemente mayores que los debidos a acciones estáticas. El comportamiento dinámico depende de:

- La naturaleza móvil de las cargas, que produce incrementos o reducciones de la carga estática equivalente.

- La aplicación repetida de cargas cuya frecuencia o un múltiplo de ésta coincide con la frecuencia propia de la estructura, lo que puede originar resonancia.

- Las irregularidades de la vía y de las ruedas.

Salvo casos especiales, el cálculo dinámico sólo se aplicará a la componente vertical de las cargas.

Para evaluar los efectos dinámicos se considerarán los distintos trenes que puedan circular por la línea, a todas sus posibles velocidades de circulación.

Cualquiera que sea el método de evaluación de los efectos dinámicos, la envolvente de las solicitaciones dinámicas máximas para cada elemento estructural se caracterizará mediante un coeficiente de impacto, definido por:

$$\Phi = \frac{\max S_{din,real}}{S_{est,tipo}} \qquad (con\ \Phi \not< 1\ ) \tag{2.1}$$

donde

máx $S_{din,real}$: Solicitación dinámica máxima debida a todos los posibles trenes reales y velocidades de circulación.

$S_{est,tipo}$: Solicitación estática debida al tren tipo definido en 2.3.1.1, situado en la posición más desfavorable.

[1] *Nota explicativa*: Este coeficiente $\alpha = 1.21$ aplicado al tren UIC71 genera solicitaciones envolventes de las que produciría el tren SW/0, que según las especificaciones técnicas de interoperabilidad correspondientes a las Directivas de la Unión Europea 96/48/EC y 2001/16/EC modificadas por 2004/50/EC, y que hacen referencia al Eurocódigo UNE-EN 1991-2:2003, debe considerarse como tren de cargas adicional en el caso de vigas continuas. En consecuencia aplicando este coeficiente *alpha* únicamente al tren UIC71 queda cubierto el tren SW/0 de UNE-EN 1991-2:2003 (apartados 6.3.2 y 6.3.3)

Para la evaluación del coeficiente de impacto se distinguirán los siguientes casos:

1. Trenes circulando a velocidad $v \leq 220$ km/h:

   a) Si la tipología del puente es convencional y cumple la limitación de frecuencias (definida en B.2.1.1), se aplicará el método simplificado basado en el coeficiente de impacto envolvente, descrito en B.2.1.

   b) En el caso que se incumpla alguna de las condiciones anteriores, se aplicará el método del coeficiente de impacto para los trenes reales, descrito en B.2.2. Esto podrá hacerse bien mediante las expresiones analíticas de B.2.2.2 o mediante el cálculo dinámico de B.2.2.3.

2. Trenes circulando a velocidad $v > 220$ km/h: Se deberá realizar un cálculo dinámico, según el método general descrito en B.2.4. En el caso de puentes isostáticos podrá emplearse el procedimiento de la impronta dinámica descrito en B.2.5.

En líneas con velocidad de proyecto V > 220 km/h se deberá considerar el tránsito de trenes a velocidades, v, tanto superiores como inferiores a dicho límite, seleccionando el efecto dinámico más desfavorable.

Además, cuando $v > 220$ km/h, y para los elementos estructurales donde resulte más desfavorable, se considerarán los efectos dinámicos de descarga respecto a las cargas permanentes. Estos últimos se originan al tener los efectos dinámicos carácter vibratorio, y por consiguiente signo tanto positivo como negativo respecto a los estáticos. Su aplicación de forma concomitante con las acciones horizontales que correspondan será especialmente relevante en el cálculo de pilas y elementos de apoyo. A falta de estudios más detallados esta descarga se caracterizará mediante el coeficiente de impacto negativo siguiente:

$$\Phi_{neg} = 2 f_e - \Phi_r \qquad (con\ \Phi_{neg} \neq 0) \tag{2.2}$$

donde:

f_e: = máx $S_{est,real}/S_{est,tipo}$ Como valor conservador para este propósito puede tomarse $f_e = 0{,}25$.

$S_{est,real}$: Solicitación estática del tren de cargas real de alta velocidad.

$S_{est,tipo}$: Solicitación estática debida al tren tipo definido en 2.3.1.1.

Φ_r: Valor real del coeficiente de impacto, es decir Φ_r = máx $S_{din,real}/S_{est,tipo}$ (sin la limitación impuesta en la expresión (2.1) de que sea ≤ 1)

El coeficiente Φ_{neg} se aplicará a las solicitaciones estáticas del tren tipo $S_{est,tipo}$ definido en 2.3.1.1.

2.3.1.3. Cargas no ferroviarias

Las cargas en aceras, paseos de servicio y zonas del tablero no afectadas directamente por el tráfico ferroviario, se asimilarán a una sobrecarga vertical uniforme de cinco kilonewton por metro cuadrado ($q_{fk} = 5$ kN/m^2), extendida en toda la superficie considerada o en parte de ella, según sea más desfavorable para el elemento y efecto en estudio.

Además, todo elemento diferenciado del tablero del puente deberá resistir una carga vertical puntual de 2,0 kN.

2.3.1.4. Reglas de aplicación

La actuación de las cargas verticales definidas en 2.3.1.1 y 2.3.1.3, afectadas o no las primeras por su coeficiente de impacto, podrá ser simultánea si ello resultara más desfavorable para el elemento y efecto en estudio.

2.3.1.4.1. Puentes con varias vías.

- En puentes con dos o más vías, las sobrecargas definidas en 2.3.1.1 actuarán como máximo en dos vías simultáneamente, elegidas de forma que se produzca el efecto más desfavorable para el elemento en estudio. También podrán actuar en una o en ninguna vía, si ello resultara más desfavorable.

- En puentes de más de dos vías, se comprobará además la hipótesis de actuación simultánea en 3 ó más vías de una carga igual al 75 % de la definida en 2.3.1.1, eligiéndolas de forma que se produzca el efecto más desfavorable para el elemento en estudio.

En puentes de varias vías, en los que se deban considerar efectos dinámicos adicionales por circulación de trenes a velocidades $v > 220$ km/h, se tendrán en cuenta los criterios definidos en B.1.3.3.

2.3.1.4.2. Reparto local de las cargas. En vías sobre balasto, cualquier carga vertical puntual actuando sobre el carril podrá repartirse a lo largo de tres traviesas consecutivas, absorbiendo la central el 50 % de la carga, y cada una de las dos adyacentes, el 25 % (fig. 2.2).

La carga sobre cada traviesa se podrá distribuir con una pendiente 4 (vertical): 1 (horizontal) a través del espesor del balasto (fig. 2.3).

En el caso de vía en placa, los repartos locales deberán ser debidamente justificados por el proyectista.

2.3.1.4.3. Ubicación transversal de las cargas. El tren de cargas ferroviarias se aplicará transversalmente al puente en la posición más desfavorable dentro de la plataforma de vías.

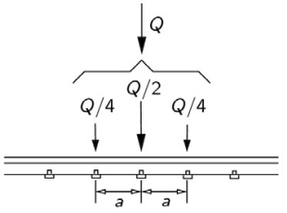


Figura 2.2: Reparto longitudinal de una carga puntual en vía sobre balasto

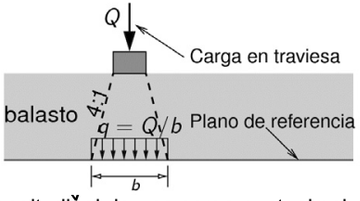


Figura 2.3: Reparto longitudinal de una carga puntual sobre traviesa a través del balasto

La plataforma de vías se delimitará colocando sobre el tablero, durante su construcción, elementos físicos fijos y permanentes. En vías sobre balasto, u otras susceptibles de ripado, la anchura de la plataforma de vías deberá permitir un eventual desplazamiento transversal de las vías de 0,30 m a ambos lados de su eje teórico.

Conocida la anchura de la plataforma de vías, se determinará el número máximo de vías que puedan existir simultáneamente en ella, en función de los gálibos horizontales y separaciones mínimas entre vías que fije la Administración.

Los ejes de las vías se situarán en las posiciones más desfavorables para el elemento y efecto en estudio.

2.3.1.4.4. Excentricidad de la carga. Se tendrá en cuenta el efecto de una posible distribución asimétrica de las cargas verticales entre los carriles, considerando una relación de cargas entre las dos ruedas de cada eje igual a 1,25. La excentricidad resultante será entonces $e = r/18$, siendo r la distancia entre apoyos de ruedas[2].

En vías con peralte, se considerará la excentricidad adicional originada por éste.

A estos efectos se supondrá que el centro de gravedad del tren de cargas está situado sobre la perpendicular al plano de rodadura, trazada en el eje de la vía, y a 1.80 m por encima de éste.

Ambas excentricidades, junto a la indicada en 2.3.1.4.3, se podrán acumular, si ello resultara más desfavorable para el elemento y efecto en estudio.

[2]Puede tomarse un valor de r igual al ancho de vía incrementado en 65 mm

2.3.2. Cargas horizontales debidas al tráfico

2.3.2.1. Frenado y arranque

Las acciones de frenado y arranque de los vehículos ferroviarios se asimilarán a fuerzas horizontales, paralelas a la vía, repartidas uniformemente a lo largo de una determinada longitud y aplicadas a nivel del plano medio de rodadura.

El valor global de estas acciones, para una vía, será:

Frenado:	$Q_{l,k}=\alpha \cdot 20[kN/m] \cdot L[m]$	(con $L \leq 300m$)
Arranque:	$Q_{l,k}=\alpha \cdot 33[kN/m] \cdot L'[m]$	(con $L' \leq 30m$)

donde α es el coeficiente de clasificación definido en 2.3.1.1 y L y L' son las longitudes en las que se suponen repartidas las acciones del frenado y arranque, respectivamente. Dichas longitudes se tomarán iguales a la longitud del puente, sin sobrepasar los límites indicados. Para considerar el efecto de estas acciones se tendrá en cuenta, en su caso, la interacción vía–tablero según lo indicado en 2.5.

Previa propuesta debidamente justificada por el proyectista, la Administración podrá autorizar longitudes de reparto de la acción de arranque distintas, en aquellas líneas con circulación exclusiva de trenes con tracción simultánea en cabeza y cola o tracción distribuida.

2.3.2.1.1. Reglas de aplicación.

2.3.2.1.1.1. Ubicación de las cargas. Las cargas de frenado y arranque, se situarán en las zonas donde se produzca el efecto más desfavorable para el elemento y efecto en estudio. Su actuación será siempre concomitante con el tren de cargas verticales ferroviarias, extendido al menos en las mismas zonas y afectado por su coeficiente de impacto, cuando ello sea más desfavorable.

2.3.2.1.1.2. Puentes con varias vías. En puentes con dos o más vías, únicamente se considerará la actuación simultánea de un frenado y un arranque en dos cualesquiera de ellas, elegidas de forma que se produzca el efecto más desfavorable para el elemento y efecto en estudio.

2.3.2.2. Fuerza centrífuga

Para puentes con vía en curva, la acción de la fuerza centrífuga ocasionada por el movimiento de los vehículos ferroviarios a lo largo de aquella se asimilará a un conjunto de fuerzas horizontales, puntuales o uniformemente repartidas, perpendiculares al eje de la vía y aplicadas a una altura de 1,80 m sobre el plano medio de rodadura.

Su valor característico se obtendrá de las siguientes expresiones:

$$Q_{tk} = \alpha \cdot \frac{Q_{v,k} \cdot v^2}{g \cdot r} \cdot f$$

$$q_{tk} = \alpha \cdot \frac{q_{v,k} \cdot v^2}{g \cdot r} \cdot f$$

donde:

Q_{tk} , q_{tk} : Valores característicos de la fuerza centrífuga correspondiente a las cargas puntuales y uniformemente repartidas, en [kN, kN/m].

$Q_{v,k}$, $q_{v,k}$: Valores de las cargas verticales definidas en 2.3.1.1, no afectadas por ningún coeficiente de impacto, en [kN, kN/m].

v: Velocidad del tren, en [m/s].

α: Coeficiente de clasificación definido en 2.3.1.1. Cuando v > 120 km/h, no se tomarán valores de α superiores a la unidad $(\alpha \not> 1)$.

g: Aceleración de la gravedad (9,81 m/s^2).

r: Radio de la curva en planta, en [m].

f: Coeficiente reductor definido por la expresión:

$$f = \begin{cases} 1 & (\text{para } v \leq 120\,\text{km/h}) \\ 1 - \left(\frac{v-120}{1000}\right)\left(\frac{814}{v} + 1{,}75\right)\left(1 - \sqrt{\frac{2{,}88}{L_f}}\right) & (\text{para } 120 < v \leq 300\,\text{km/h}) \\ 0{,}197 + 0{,}803\sqrt{\frac{2{,}88}{L_f}} & (\text{para } v > 300\,\text{km/h}) \end{cases} \qquad (2.3)$$

debiendo tomarse en todo caso $f \geq 0{,}35$ y siendo:

v: Velocidad del tren [km/h].

L_f : Longitud [m] de la zona de vía cargada que produzca el efecto más desfavorable sobre el elemento y efecto en estudio. En el caso de líneas de influencia con cambios de signo, o con discontinuidades, L_f será la longitud del tramo de línea de influencia del mismo signo y sin discontinuidad que produce el efecto más desfavorable sobre el elemento y efecto en estudio. (Por ejemplo, en una pila, L_f será normalmente la longitud suma de los dos vanos adyacentes a la pila). Si $L_f \geq 150$ m, se tomará $L_f = 150$ m para el cálculo del coeficiente f. Si $L_f \leq 2.88$ m, se tomará $f = 1$.

2.3.2.2.1. Reglas de aplicación.

2.3.2.2.1.1. Ubicación de las cargas. La fuerza centrífuga se aplicará sólo en las zonas de vía en curva en las que se produzca el efecto más desfavorable para el elemento en estudio. Su actuación será concomitante con el tren de cargas verticales ferroviarias, extendido en las mismas zonas y afectado por su coeficiente de impacto, cuando ello resulte más desfavorable.

2.3.2.2.1.2. Puentes con varias vías. En puentes con dos vías se supondrá la actuación de la fuerza centrífuga en una sola vía o en las dos, según sea más desfavorable para el elemento y efecto en estudio.

En puentes de tres o más vías se aplicarán los criterios de reducción expuestos en 2.3.1.4.1. El coeficiente de reducción del 75 % allí indicado será también de aplicación a la fuerza centrífuga.

2.3.2.3. Efecto de lazo

El efecto de lazo se asimilará a una única fuerza horizontal y puntual de valor característico $Q_{sk} = \alpha \cdot 100$ kN.

donde:

α : Coeficiente de clasificación definido en 2.3.1.1. Además cuando $\alpha < 1$, se tomará $\alpha = 1$, y cuando $v > 120$ km/h, no se tomarán valores de α superiores a la unidad $(\alpha \not> 1)$.

La carga será perpendicular al eje de la vía, aplicada en la parte superior del carril y hacia el exterior de éste.

2.3.2.3.1. Reglas de aplicación.

2.3.2.3.1.1. Ubicación de las cargas. La fuerza de lazo se aplicará en la posición que resulte más desfavorable para el elemento y efecto en estudio. Su actuación será concomitante con el tren de cargas verticales ferroviarias afectado por su coeficiente de impacto, cuando ello resulte más desfavorable.

2.3.2.3.1.2. Puentes con varias vías. En este caso sólo se considerará una fuerza puntual de lazo en la vía más desfavorable para el elemento en estudio.

2.3.2.4. Combinación de las cargas horizontales

Para obtener los esfuerzos más desfavorables en cada elemento en estudio se analizarán las combinaciones de cargas horizontales siguientes:

1. Frenado y arranque definidos en 2.3.2.1, más la fuerza de lazo definida en 2.3.2.3.

2. Fuerza centrífuga definida en 2.3.2.2, más la fuerza de lazo definida en 2.3.2.3.

3. Frenado y arranque definidos en 2.3.2.1, más el 50 % de la fuerza centrífuga definida en 2.3.2.2, más la fuerza de lazo definida en 2.3.2.3.

4. Fuerza centrífuga definida en 2.3.2.2, más el 50 % del frenado y arranque definidos en 2.3.2.1, más la fuerza de lazo definida en 2.3.2.3.

A su vez, todas ellas deberán combinarse con las cargas verticales de los apartados 2.3.1.1 a 2.3.1.3, al objeto de obtener los efectos más desfavorables para el elemento en estudio.

2.3.3. Trenes de cargas para la comprobación de la fatiga

Para el dimensionamiento o comprobación frente al estado límite de fatiga, se considerarán todas las acciones variables repetidas, producidas por la acción del tráfico, que se prevé que actúen a lo largo de la vida útil de la estructura (100 años).

Para definir dichas acciones se podrá utilizar alguno de los procedimientos siguientes.

2.3.3.1. Procedimiento del daño acumulado

En este caso, el tráfico real sobre la estructura, se asimila a uno equivalente constituido por la acción combinada de varios trenes de cargas tipo.

Se consideran tres combinaciones de trenes, para tráficos «normal», «pesado» y «ligero», dependiendo del tráfico predominante: mezcla de viajeros y mercancías, mercancías pesadas, o viajeros. En los cuadros 2.1, 2.2 y 2.3 se definen estas combinaciones, para un tráfico nominal de $25 \cdot 10^6$ toneladas por año y vía, que es el que se tomará a efectos de cálculo.

Los trenes de cargas utilizados para las combinaciones de «tráfico normal» son los tipos 1 al 8, de las figuras 2.4 a 2.11. Para las combinaciones de «tráfico pesado» se utilizan los tipos 5, 6, 11 y 12, de las figuras 2.8, 2.9, 2.14 y 2.15. Por último, para las combinaciones de «tráfico ligero» se utilizan los tipos 1, 2, 5 y 9, de las figuras 2.4, 2.5, 2.8 y 2.12. Previa justificación, el proyectista podrá utilizar un tráfico especial distinto de los anteriores o una vida útil diferente; estos cambios deberán ser autorizados por la Administración.

2.3.3.2. Procedimiento simplificado

Este procedimiento es de aplicación cuando en las Instrucciones para el proyecto estructural se utilicen métodos de cálculo de los esfuerzos de fatiga basados en el tren de cargas definido en 2.3.1.1, afectado del coeficiente de clasificación (α) correspondiente, así como del coeficiente de impacto Φ definido en 2.3.1.2.

En puentes metálicos de ancho ibérico o UIC, en los que se aplique el procedimiento de comprobación respecto a la fatiga del artículo 9.5 del Eurocódigo EN1993-2, se utilizará el tren de cargas definido en 2.3.1.1 adoptando como coeficiente de clasificación $\alpha = 1$.

2.3.3.3. Coeficientes de impacto para la comprobación de la fatiga en el procedimiento del daño acumulado

Los coeficientes de impacto envolventes definidos en B.2.1.2 y B.2.2 se aplican a la comprobación de los estados límite últimos y representan una envolvente de valores máximos. Estos valores son excesivamente conservadores para aplicarlos a los trenes de carga de fatiga de las figuras 2.4 a 2.15, a los que se deberá aplicar el siguiente valor reducido del coeficiente de impacto:

$$\Phi_{red} = 1 + \frac{1}{2}\left(\varphi' + \frac{1}{2}\varphi''\right)$$

donde:

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

$$\varphi'' = 0.56^{-L_\Phi^2/100}$$

$$K = \begin{cases} \dfrac{V}{160} \text{ para } L_\Phi \le 20\text{m} & (\text{con } K \le 0.76) \\ \dfrac{V}{47.16\, L_\Phi^{0.408}} \text{ para } L_\Phi > 20\text{m} & (\text{con } K \le 0.76) \end{cases}$$

V : Velocidad de proyecto, en [m/s].

L_Φ : Longitud determinante, en [m], definida en los cuadros B.2 a B.5.

2.3.3.4. Puentes con varias vías

En puentes con dos o más vías, el tren de cargas de fatiga actuará como máximo en dos vías simultaneamente, elegidas de forma que se produzca el efecto más desfavorable para el elemento en estudio.

2.3.3.5. Comprobaciones adicionales cuando se requiera cálculo dinámico

Cuando según 2.3.1.2 sea preciso realizar un cálculo dinámico para el dimensionamiento, se considerará lo siguiente:

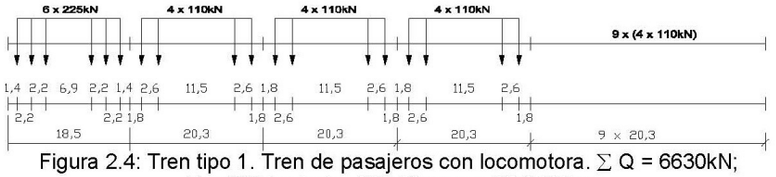


Figura 2.4: Tren tipo 1. Tren de pasajeros con locomotora. $\sum$ Q = 6630kN; V = 200 km/h; L= 262,10 m; q = 25,3 kN/m

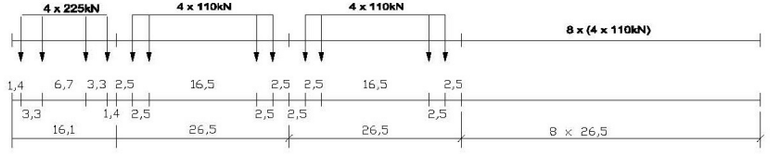


Figura 2.5: Tren tipo 2. Tren de pasajeros con locomotora. $\sum$ Q = 5300 kN; V = 160km/h; L = 281,10 m; q = 18,9 kN/m

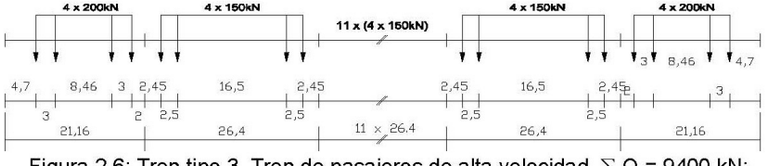


Figura 2.6: Tren tipo 3. Tren de pasajeros de alta velocidad. $\sum$ Q = 9400 kN; V = 250 km/h; L = 385,52 m; q = 24,4 kN/m

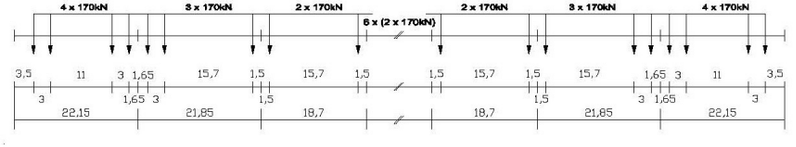


Figura 2.7: Tren tipo 4. Tren de pasajeros de alta velocidad. $\sum$ Q = 5100 kN; V = 250 km/h; L = 237,60 m; q = 21,5 kN/m

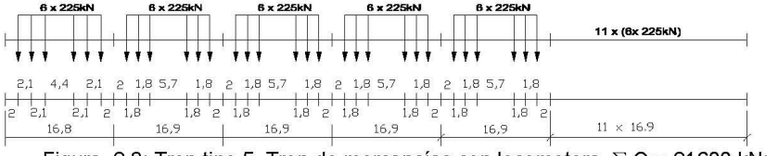


Figura 2.8: Tren tipo 5. Tren de mercancías con locomotora. $\sum$ Q = 21600 kN; V = 80 km/h; L = 270,30 m; q = 80,0 kN/m

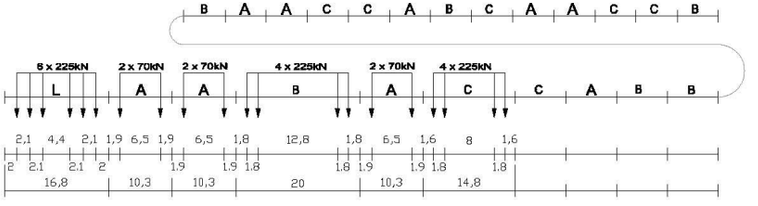


Figura 2.9: Tren tipo 6. Tren de mercancías con locomotora. $\sum$ Q = 14310 kN; V = 100 km/h; L = 333,10 m; q = 43,0 kN/m

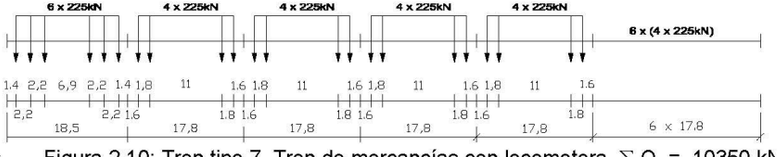


Figura 2.10: Tren tipo 7. Tren de mercancías con locomotora. $\sum$ Q = 10350 kN; V = 120 km/h; L = 196,50 m; q = 52,7 kN/m

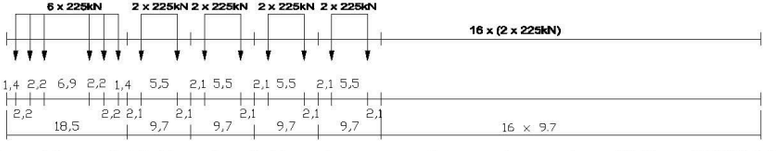


Figura 2.11: Tren tipo 8. Tren de mercancías con locomotora. $\sum$ Q = 10350 kN; V = 100 km/h; L = 212,50 m; q = 48,7 kN/m

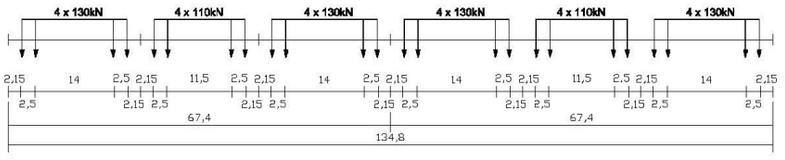


Figura 2.12: Tren tipo 9. Tren suburbano de múltiples unidades. $\sum Q$ = 2960 kN; V = 120 km/h; L = 134,80 m; q = 22,0 kN/m

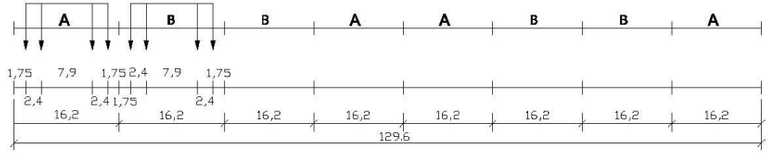


Figura 2.13: Tren tipo 10. Metro. $\sum Q$ = 3600 kN; V = 120 km/h; L = 129,60 m; q = 27,8 kN/m

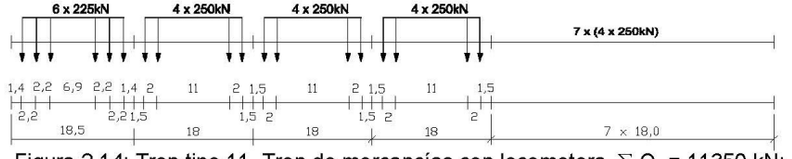


Figura 2.14: Tren tipo 11. Tren de mercancías con locomotora. $\sum Q$ = 11350 kN; V = 120 km/h; L = 198,50 m; q = 57,2 kN/m

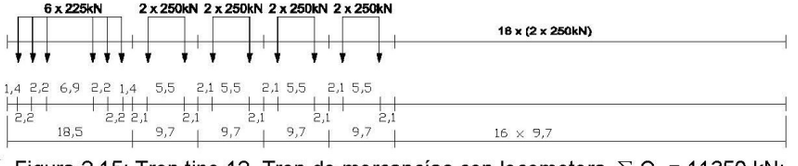


Figura 2.15: Tren tipo 12. Tren de mercancías con locomotora. $\sum Q$ = 11350 kN; V = 100 km/h; L = 212,50 m; q = 53,4 kN/m

Tren tipo	*trenes por día*	*Masa por tren* [t]	*Tráfico* [10^6 t/año]
1	12	663	2,90
2	12	530	2,32
3	5	940	1,72
4	5	510	0,93
5	7	2160	5,52
6	12	1431	6,27
7	8	1035	3,02
8	6	1035	2,27
total	67		24,95

Cuadro 2.1: Combinaciones para «tráfico normal» con ejes ≤ 22,5 t (225 kN) (trenes tipo definidos en figuras 2.4, 2.5, 2.6, 2.7, 2.8, 2.9, 2.10 y 2.11)

Tren tipo	*trenes por día*	*Masa por tren* [t]	*tráfico* [10^6 t/año]
5	6	2160	4,73
6	13	1431	6,79
11	16	1135	6,63
12	16	1135	6,63
total	51		24,78

Cuadro 2.2: Combinaciones para «tráfico pesado», con ejes de 25 t (250 kN) (trenes tipo definidos en figuras 2.8, 2.9, 2.14 y 2.15)

Tren tipo	*trenes por día*	*Masa por tren* [t]	*Tráfico* [10^6 t/año]
1	10	663	2,4
2	5	530	1,0
5	2	2160	1,4
9	190	296	20,5
total	207		25,3

Cuadro 2.3: Combinaciones para «tráfico ligero» con ejes ≤ 22,5 t (225 kN) (trenes tipo definidos en figuras 2.4, 2.5, 2.8 y 2.12)

1. La comprobación de la fatiga tendrá en cuenta las carreras de tensiones producidas por:

- Oscilaciones libres adicionales provocadas por el impacto de los ejes de los trenes que circulen a v>220 km/h.
- Efectos de las sobrecargas dinámicas cuando se produce la resonancia.
- Ciclos adicionales producidos por la sobrecarga dinámica cuando se produce la resonancia.

2. Las cargas de fatiga en alta velocidad son inferiores a las de los trenes de cargas para la comprobación de la fatiga multiplicados por su correspondiente coeficiente de impacto Φ. Sólo donde las «velocidades habituales de paso» se aproximen a la «velocidad de resonancia», se considerará la carga adicional que, sobre la fatiga, ejercen los efectos de la resonancia. Para ello se realizará un cálculo dinámico específico. Previamente se hará una estimación del tráfico previsible y de su evolución a lo largo del tiempo, fijando la intensidad de circulación anual y los tipos de trenes reales con su número de circulaciones correspondientes. Los cálculos se realizarán a las distintas velocidades de paso del tren sobre el puente, hasta llegar a la velocidad de proyecto.

2.3.4. Acciones aerodinámicas producidas por el paso de los trenes

El tráfico ferroviario genera ondas alternativas de presión y succión que viajan con el tren y que se producen principalmente en su cabecera y en su cola. Afectan a los elementos próximos a la vía, tanto estructurales (almas y alas superiores en secciones artesa o cajón; montantes y diagonales en tableros tipo celosía; pilas o cables en puentes atirantados o colgantes, etc), como no estructurales (pantallas anti-ruido, barreras, marquesinas, etc).

La magnitud de estas acciones depende del cuadrado de la velocidad del tren, de su aerodinámica y de la forma y posición de los elementos cargados. Dichas acciones se asimilan a presiones y succiones estáticas, y se utilizan en la comprobación de los estados límite últimos de rotura y de fatiga.

En los apartados siguientes se definen los valores característicos de estas acciones. En los 5 metros más próximos a los extremos de estos elementos superficiales (estructurales y no estructurales), medidos longitudinalmente a la vía, las cargas obtenidas en dichos apartados se multiplicarán por dos.

2.3.4.1. Superficies verticales paralelas a la vía

La presión sobre cualquier superficie vertical paralela a la vía será:

$$q_k' = \pm k_1 k_2 q_{1k}$$

donde:

k_1: Coeficiente que depende de las características aerodinámicas del tren. Se adopta:

- k_1 = 1,00 para trenes poco aerodinámicos.
- k_1 = 0,85 para trenes con superficie lateral lisa.
- k_1 = 0,60 para trenes con forma aerodinámica (p.ej. de alta velocidad).

k_2: Coeficiente función de la superficie. Se adopta:

- k_2 = 1,3 para superficies de h ≤ 1,00 m y de longitud ≤ 2,50 m.
- k_2 = 1,0 para los restantes casos.

q_{1k}: Presión de referencia (figura 2.16) definida por:

$$q_{1k}\,[\text{kN/m}^2] = \left[\frac{2{,}5}{(a_g + 0{,}25)^2} + 0{,}02\right] \cdot \frac{v^2}{1600} \quad (\text{con } a_g \geq 2{,}3\text{m})$$

a_g: Distancia del eje de la vía a la superficie, en [m].
v: Velocidad del tren, en [m/s].

En ningún caso la altura de la superficie cargada superará los 5 metros sobre el plano medio de rodadura. Para $a_g < 2{,}3$ m, el proyectista realizará un estudio específico adecuado, en el que justificará los valores adoptados.

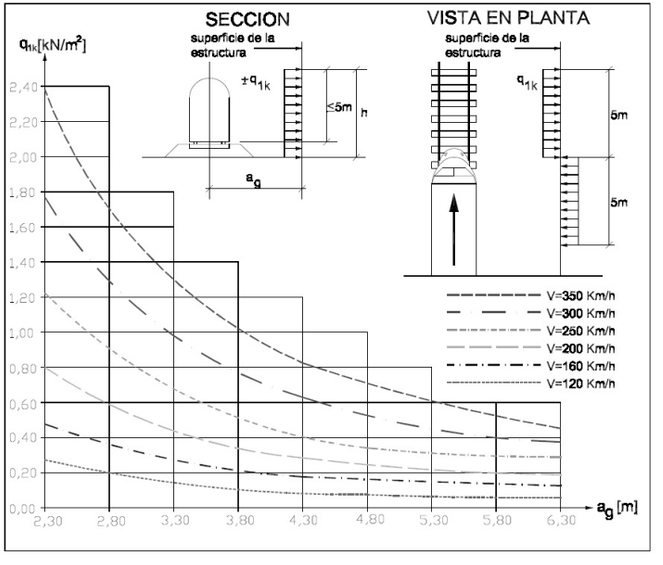


Figura 2.16: Valor característico de la presión de referencia q_{1k} para superficies verticales paralelas a la vía.

2.3.4.2. Superficies horizontales situadas encima de la vía

La presión sobre cualquier superficie horizontal situada sobre la vertical de la vía será:

$$q_k' = \pm k_1 q_{2k}$$

donde:

k_1: Coeficiente definido en 2.3.4.1.

q_{2k} : Presión de referencia (figura 2.17) definida por:

$$q_{2k}\ [\mathrm{kN/m^2}] = \left[\frac{2}{(h_g - 3.1)^2} + 0.015\right] \cdot \frac{v^2}{1600}$$

h_g: Altura de la superficie respecto al plano medio de rodadura, en [m].

v: Velocidad del tren, en [m/s].

La anchura máxima cargada será de 10 metros a cada lado del eje de la vía. En caso de varias vías se considerarán las acciones debidas a dos trenes como máximo, considerando cada uno con el sentido de circulación más desfavorable para el elemento en estudio.

Cuando la anchura de la superficie horizontal sea menor o igual que 1,50 metros, la presión se reducirá en un 25 %.

2.3.4.3. Superficies horizontales situadas sobre los laterales de la vía

La presión sobre cualquier superficie horizontal situada sobre los laterales de la vía, y siempre que quede abierta una banda de anchura mínima 4 metros encima de ésta, será:

$$q'_k = \pm k_3 q_{3k}$$

donde:

k_3: Coeficiente definido por

$$k_3 = \begin{cases} 1.00 & (\text{para } h_g \le 3.8\,\mathrm{m}) \\ (7.5 - h_g)/3.7 & (\text{para } 3.8\,\mathrm{m} < h_g < 7.5\,\mathrm{m}) \\ 0 & (\text{para } h_g \ge 7.5\,\mathrm{m}) \end{cases}$$

h_g: Altura de la superficie respecto al plano medio de rodadura, en [m].
q_{3k} : Presión de referencia (figura 2.18) definida por:

$$q_{3k}[\mathrm{kN/m^2}] = \left[\frac{1.5}{(a_g + 0.25)^2} + 0.015\right] \cdot \frac{v^2}{1600} \quad (\text{con } a_g \ge 2{,}0\mathrm{m})$$

a_g: Distancia, en el plano horizontal, desde el eje de la vía al punto de la superficie considerado, en [m].
v: Velocidad del tren, en [m/s].

Cuando existan vías a los dos lados de la superficie considerada, se considerará la suma de las acciones debidas al paso de un tren por cada vía.

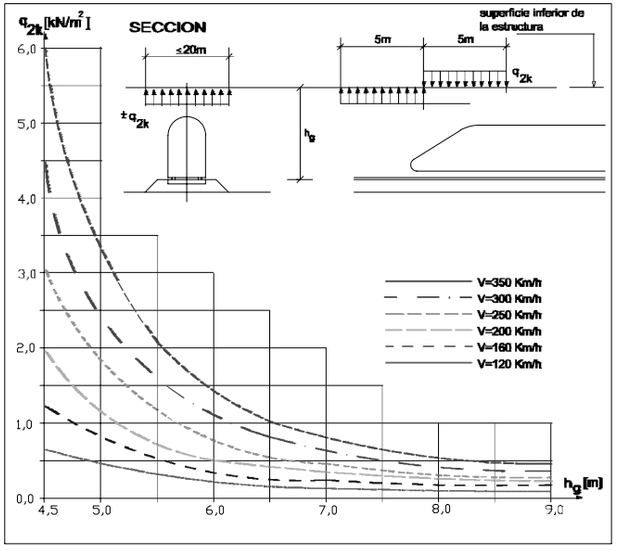


Figura 2.17: Valor característico de la presión de referencia q_{2k} sobre superficies horizontales situadas encima de la vía

2.3.4.4. Superficies múltiples paralelas a la vía

En el caso de superficies múltiples, formadas por elementos horizontales, verticales o inclinados, la presión aplicada simultáneamente sobre todas las superficies, será:

$$q'_k = \pm k_1 k_2 q_{1k}$$

donde:

k_1, k_2: Coeficientes definidos en 2.3.4.1.
q_{1k} : Presión de referencia definida en 2.3.4.1, sustituyendo a_g por una distancia equivalente:

$$(a_g)_{eq} = 0{,}6(a_g)_{min} + 0{,}4(a_g)_{max}$$

$(a_g)_{min}$, $(a_g)_{max}$: Distancias definidas en la figura 2.19. Siendo en todo caso $(a_g)_{max} \le 6{,}3\mathrm{m}$

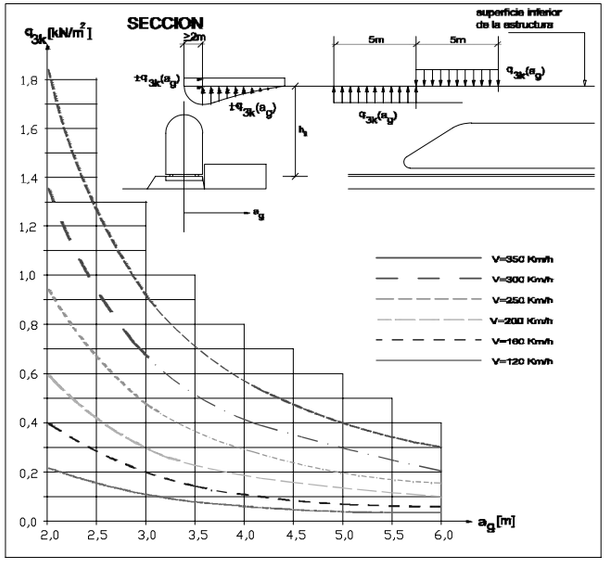


Figura 2.18: Valor característico de la presión de referencia q_{3k} aplicada sobre superficies horizontales situadas sobre los laterales de la vía

2.3.4.5. Superficies que envuelvan totalmente a las vías

En el caso de estructuras que envuelvan totalmente la sección del tren en una longitud no superior a 20 m, las acciones aerodinámicas se asimilarán a una presión uniforme sobre las superficies verticales de valor:

$$q'_k = \pm k_4 q_{1k}$$

y una presión uniforme sobre las superficies horizontales de valor:

$$q'_k = \pm k_5 q_{2k}$$

donde:

k_4 = 2,0.
q_{1k}: Presión de referencia definida en 2.3.4.1.
k_5 = 2,5 para superficies que envuelvan una vía.
k_5 = 3,5 para superficies que envuelvan más de una vía.
q_{2k}: Presión de referencia definida en 2.3.4.2.

Si la longitud de la superficie a lo largo de la vía es superior a 20 m, el proyectista realizará los estudios específicos necesarios para evaluar las presiones de cálculo a considerar en el proyecto.

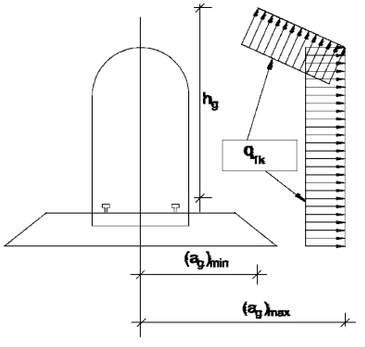


Figura 2.19: Definición de las distancias $(a_g)_{min}$ y $(a_g)_{max}$ para superficies múltiples paralelas a la vía

2.3.5. Sobrecarga en terraplenes

Para el cálculo de empujes del terreno sobre elementos de la estructura en contacto con él (estribos, muros, etc), se considerará la actuación sobre la zona de coronación del terraplén en la que puede actuar el tráfico ferroviario, de una sobrecarga uniforme de $\alpha \cdot 30$ kN/m^2, siendo α el coeficiente de clasificación definido en 2.3.1.1.

Esta sobrecarga sólo se tendrá en cuenta cuando la distancia horizontal entre el eje de la vía y la estructura sea menor o igual que la mitad de su altura.

En su caso, se considerarán los empujes locales debidos a la actuación de las cargas puntuales $\alpha \cdot Q_{vk}$ definidas en 2.3.1.1.

2.3.6. Acciones locales sobre el tablero

Estas acciones tienen carácter local y, por tanto, se utilizarán para la comprobación de elementos tales como barandillas, postes de catenaria, etc, y de sus elementos de anclaje a la estructura.

En el caso de barandillas, se considerará la actuación de una fuerza horizontal perpendicular a ellas de 1.5 kN/m, aplicada sobre su borde superior y a una altura ≤ 1.5 m.

En el caso de postes de catenaria, y a falta de datos específicos, se considerará la actuación en su base de los siguientes esfuerzos:

- Momento flector según un eje paralelo a la vía: 100 kN·m
- Fuerza vertical: 50 kN, en sentido ascendente o descendente.
- Fuerza horizontal, según un eje perpendicular a la vía: 15 kN, en los dos sentidos.

2.3.7. Viento

En general, la acción del viento se asimilará, a una carga estática equivalente y no será necesario considerar los efectos aeroelásticos definidos en 2.3.7.9. Sin embargo, en estructuras muy flexibles, tales como puentes con algún vano superior a 200 m de luz, puentes colgantes o atirantados, pilas esbeltas de altura superior a 100 m, etc., en las que el viento pueda originar fenómenos vibratorios importantes, el proyectista deberá considerar dichos efectos aeroelásticos. Para ello justificará los métodos de cálculo a emplear y realizará los estudios necesarios para prever la respuesta del puente ante la acción del viento.

Siempre que lo justifique adecuadamente - por disponer de medidas de velocidad de viento en el lugar durante un período de tiempo representativo para la situación de proyecto considerada, por el conocimiento de la intensidad de la turbulencia y su repercusión sobre las ráfagas de viento, o por las cualidades aerodinámicas de los elementos del puente y el conocimiento experimental de sus coeficientes de arrastre - el proyectista podrá adoptar valores o expresiones distintos de los aquí indicados, previa autorización de la Administración.

A continuación se expone el método para la obtención de la carga estática equivalente a la acción del viento.

2.3.7.1. Velocidad de referencia (v_{ref})

Es la velocidad media del viento a lo largo de un período de diez minutos, medida en una zona plana y desprotegida frente al viento equivalente, en un entorno tipo II (definido en 2.3.7.2), a una altura de diez metros, y para un período de retorno de cincuenta años.

A falta de datos específicos de la zona, su valor se obtendrá del mapa de isotacas de la figura 2.20.

2.3.7.2. Velocidad de cálculo V_c

Es la máxima velocidad de ráfaga que puede afectar a cualquier elemento del puente, durante el período de retorno considerado.

Se obtendrá mediante la expresión:

$$V_c = C_t C_r C_z C_g v_{ref}$$

donde:

V_c: Velocidad de cálculo, en [m/s].

v_{ref}: Velocidad de referencia, en [m/s], definida en 2.3.7.1.

C_t: Factor de topografía. Habitualmente se tomará el valor 1,0. En valles con riesgo de encauzamiento del viento sobre el puente, se tomará el valor de 1,1. Cuando existan obstáculos naturales susceptibles de perturbar apreciablemente el flujo del viento sobre el puente, C_t se determinará mediante un estudio especifico.

C_r : Factor de riesgo, obtenido de la siguiente fórmula:

$$C_r = \sqrt{0{,}562\left(1 - 0{,}2\ln\left[-\ln\left(1-\frac{1}{T}\right)\right]\right)}$$

donde T es el período de retorno, en años.

A falta de estudios específicos se considerará un período de retorno de cien años ($C_r = 1{,}04$) para situaciones persistentes, y de cuatro años ($C_r = 0{,}84$) para situaciones transitorias de duración no superior a un año.

En puentes de importancia excepcional podrá ser necesario considerar un período de retorno superior a cien años.

En situaciones de corta duración podrá reducirse el período de retorno tras realizar un estudio de riesgos que analice su duración, la probabilidad de ocurrencia de vendavales, la posibilidad de preverlos y la de tomar medidas de protección de la estructura, así como el tiempo necesario para adoptar estas medidas.

C_z: Factor de altura, obtenido de la siguiente expresión:

$$C_z = k_z \ln(z/z_0) \qquad \text{(para } z \geq z_{min}\text{)}$$

$$C_z = k_z \ln(z_{min}/z_0) \qquad \text{(para } z < z_{min}\text{)}$$

donde:

z: Altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o del nivel mínimo de agua bajo el puente, en [m].

k_z, z_0, z_{min}: Son respectivamente el factor del terreno, la longitud de la rugosidad, en [m], y la altura mínima, en [m], indicados en el cuadro 2.4 en función de los entornos del puente siguientes:

- Tipo 0: Mar o zona costera expuesta al mar abierto.
- Tipo I: Lagos o áreas planas y horizontales con vegetación despreciable y sin obstáculos.
- Tipo II: zona rural con vegetación baja y obstáculos aislados (árboles, construcciones pequeñas, etc), con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo III: zona suburbana, forestal o industrial con construcciones y obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo IV: zona urbana en la que al menos el quince por ciento (15%) de la superficie esté edificada y la altura media de los edificios exceda de quince metros (15 m).

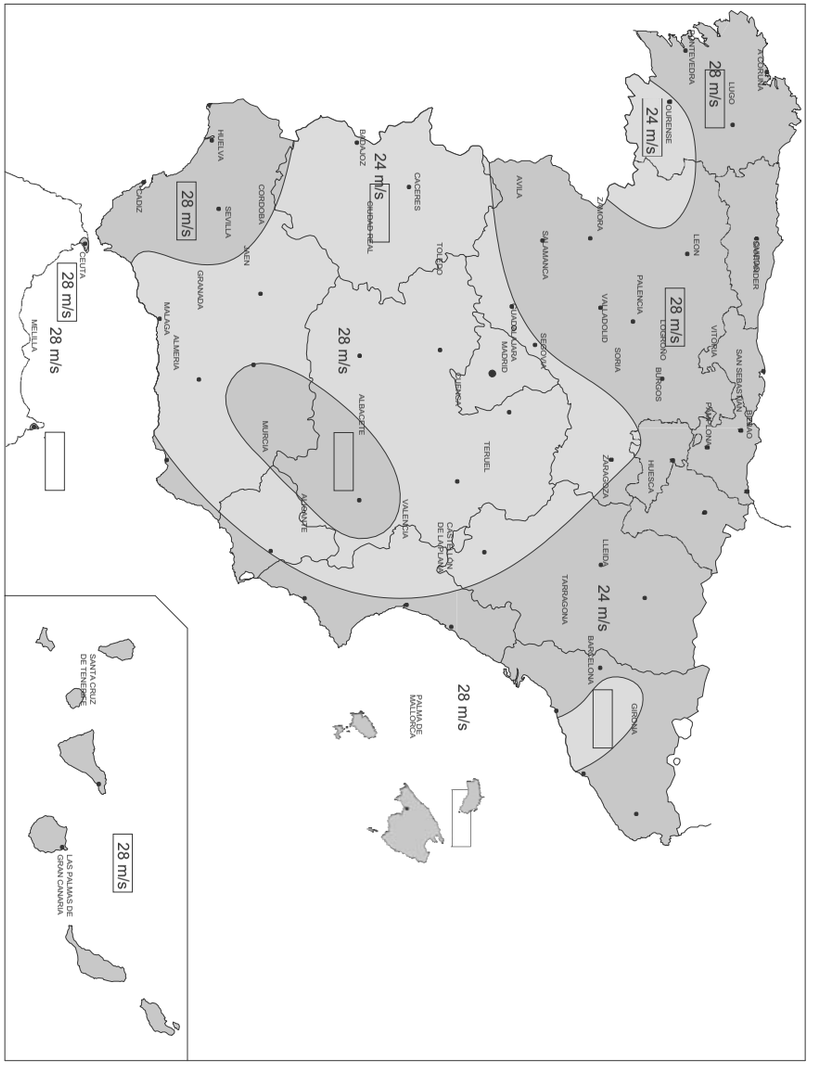


Figura 2.20: Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad de referencia del viento

FIGURA 3 - MAPA DE ISOTACAS PARA LA OBTENCIÓN DE LA VELOCIDAD DE REFERENCIA DEL VIENTO

Tipo de entorno	k_z	z_0 (m)	z_{min} (m)	α
0	0,16	0,003	1	0,38
I	0,17	0,01	1	0,44
II	0,19	0,05	2	0,52
III	0,22	0,30	5	0,61
IV	0,23	1,00	10	0,67

Cuadro 2.4: Valores de los coeficientes k_z, z_0, z_{min} y α según el tipo de entorno

C_g: Factor de ráfaga, obtenido de la siguiente fórmula:

$$C_g = \sqrt{\left(1+\frac{7k_z}{C_z C_t}\right)}$$

En puentes especialmente sensibles a los efectos de las ráfagas, el proyectista realizará un estudio específico para determinar el coeficiente de ráfaga más adecuado, teniendo en cuenta la intensidad y el espectro de la turbulencia, su coherencia espacial y las características dinámicas del puente. A estos efectos se considerarán especialmente sensibles los puentes de más de 200 m de luz, o cuya anchura sea menor que $1/10$ de la distancia entre puntos de momento transversal nulo bajo la acción del viento transversal.

2.3.7.3. Empuje del viento

Se calculará por separado para cada elemento del puente, teniendo en cuenta que:

- La materialización de otras acciones actuando en la estructura (nieve, sobrecargas de uso, etc.) puede modificar el área expuesta al viento o las características aerodinámicas del elemento.
- En situaciones transitorias algunos elementos pueden presentar superficies de exposición al viento diferentes a las definitivas (p.ej. cajón abierto frente a cerrado). Además, la maquinaria empleada puede añadir superficies adicionales a tener en cuenta.

El empuje de viento sobre cualquier elemento se calculará mediante la expresión:

$$F_{Hk} = C_D A\left(\frac{1}{2}\rho V_c^2\right)$$

donde:

F_{Hk}: Empuje horizontal del viento, en [N].

C_D: Coeficiente de arrastre del elemento considerado (figura 2.21).

A: Área sólida o neta del elemento expuesto al viento y proyectada sobre un plano normal a éste, en [m^2].

$\frac{1}{2}\rho V_c^2$: Presión básica de cálculo, en [N/m], en la que ρ es la masa específica del aire ($1{,}25$ kg/m^3) y V_c la velocidad de cálculo, en [m/s].

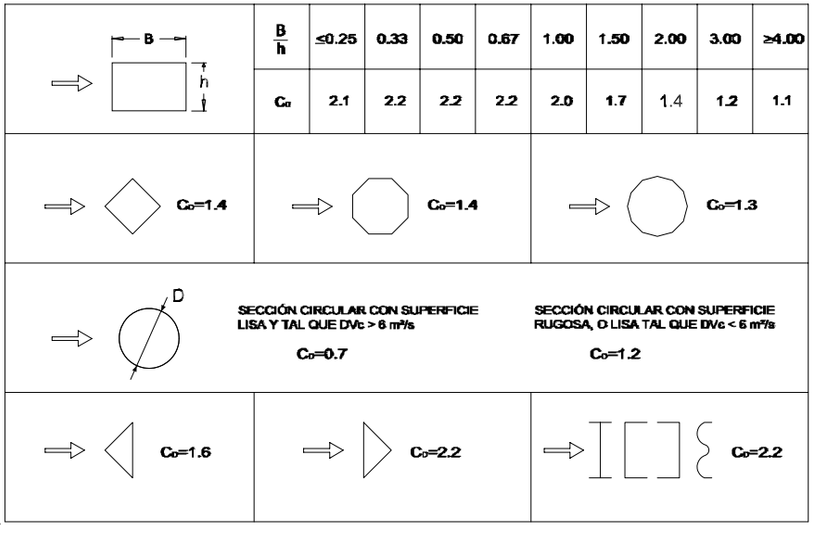


Figura 2.21: Coeficientes de arrastre para las secciones más usuales

El producto $C_D A$ se calculará según las reglas que se exponen en los apartados siguientes o mediante ensayos en túnel de viento. Esto último es recomendable en puentes de luz superior a 200 m; en este caso se considerarán tres ángulos de incidencia respecto a la horizontal: -6°; 0° y $+6^\circ$.

El empuje se aplicará sobre el centro de gravedad de la superficie proyectada del elemento (A).

Se supondrá que la sobrecarga de uso ferroviaria equivale a un área expuesta de altura igual a 4.00 m para anchos ibérico y UIC y de 3.70 m para vía métrica; para la sobrecarga en aceras la altura será de 1.25 m. Dichas alturas se medirán desde el nivel de aplicación de las cargas (plano medio de rodadura o pavimento de acera) y se tendrán en cuenta para el cálculo, tanto del coeficiente de arrastre, como del área expuesta. En el caso de coexistir distintos tipos de carga sólo se considerará la de altura más desfavorable.

El coeficiente de arrastre de cualquier elemento no expuesto directamente a la acción del viento (por quedar oculto tras la sombra o proyección de otro situado

inmediatamente a barlovento de éste), se multiplicará por el coeficiente de ocultamiento η definido en el cuadro 2.5, donde:

λ: Relación de solidez correspondiente al elemento de barlovento más próximo, definida como:

$$\lambda = A_n / A_{tot}$$

donde:

A_n: Área sólida, neta o real que el elemento de barlovento presenta al viento, es decir, descontando los huecos.

A_{tot}: Área bruta o total del elemento de barlovento delimitada por su contorno externo, es decir, sin descontar huecos.

s_r: Espaciamiento relativo entre ambos elementos (barlovento y sotavento), definido como:

$$s_r = s / h_p$$

s: Distancia horizontal entre las superficies de ambos elementos, proyectadas sobre un plano perpendicultar a la dirección del viento.

h_p: Altura protegida u ocultada por el elemento de barlovento.

Espaciamiento relativo (s_r)	*Relación de solidez (λ)*					
	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	$\geq$ 0,6
0, 5	0,75	0,40	0,31	0,22	0,13	0,06
1	1,00	0,82	0,64	0,46	0,28	0,10
2	1,00	0,84	0,68	0,52	0,36	0,20
3	1,00	0,86	0,72	0,59	0,45	0,31
4	1,00	0,89	0,78	0,68	0,57	0,46
5	1,00	1,00	0,92	0,85	0,77	0,69
6	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Cuadro 2.5: Valor del coeficiente de ocultamiento (η)

Siempre que el viento actúe simultáneamente con las sobrecargas de uso, la presión básica a considerar será del cincuenta por ciento (50%) de la calculada anteriormente. Esta reducción será acumulable a la resultante de aplicar los coeficientes Ψ definidos en el apartado 3.3.

Adicionalmente se comprobará la acción del viento combinada con la sobrecarga vertical de tráfico, uniformemente repartida, correspondiente a un tren sin carga de $\alpha \cdot 10$ kN/m (α, coeficiente de clasificación definido en 2.3.1.1), con el efecto de lazo y, en su caso, con la fuerza centrífuga correspondiente a la sobrecarga anterior.

2.3.7.4. Dirección del viento

Se considerarán al menos dos direcciones de viento respecto al eje del puente: transversal (perpendicular) y longitudinal (paralela). Si éste es curvo, se supondrá que la dirección longitudinal es la de la cuerda que une los dos extremos del puente.

Para cada dirección, el sentido de aplicación de la fuerza del viento, será el que resulte más desfavorable para el elemento y efecto en estudio.

En general, las acciones del viento en ambas direcciones (longitudinal y transversal) no serán concomitantes.

No obstante, cuando por las características topográficas del emplazamiento se produzcan habitualmente vientos en dirección oblicua al eje del puente, o cuando la estructura pueda ser especialmente sensible a éstos, el proyectista deberá considerarlos en el cálculo. Para ello determinará la presión básica ($1/2 \rho V_c^2$) correspondiente a la dirección oblicua, descomponiéndola vectorialmente en las direcciones longitudinal y transversal, y calculará de forma separada los empujes correspondientes, según se ha indicado. En este caso, dichos empujes se aplicarán de forma simultánea sobre la estructura.

2.3.7.5. Empuje del viento sobre tableros

2.3.7.5.1. Viento transversal: Empuje horizontal sobre tableros. En el cálculo del empuje del viento se distinguen dos tipos de tableros: de alma llena y de celosía.

- Caso 1: Empuje horizontal sobre tableros de alma llena.

Se incluyen en este caso los tableros con alma llena de tipo cajón (sencillo o múltiple), las losas y los tableros de vigas.

A falta de datos experimentales, el coeficiente de arrastre (C_D) se determinará mediante la expresión:

$$C_D = 2{,}5 - 0{,}3\frac{B}{h} \quad (\text{con } 0{,}3 \leq C_D \leq 2{,}4)$$

donde:

B: Anchura total del tablero.

h: Altura obtenida al añadir al canto del tablero, la altura de la eventual sobrecarga de uso que pueda actuar, o la de cualquier elemento funcional opaco más alto situado a barlovento de dicha sobrecarga. No se incluyen, por tanto, las barandillas u otros elementos permeables al aire.

El coeficiente de arrastre anterior y sus límites se podrán modificar en función de la forma de la sección transversal del tablero, aplicando los siguientes criterios:

- Si una de las caras expuestas al viento está inclinada respecto a la vertical en el sentido favorable a la circulación del viento, se puede reducir el coeficiente de arrastre en un cinco por mil (0,5 %) por grado sexagesimal de inclinación, con una reducción máxima de un treinta por ciento (30 %).
- Si las caras expuestas al viento tienen distinta inclinación, la reducción a aplicar será la media ponderada de las reducciones relativas de las distintas superficies en función de sus áreas respectivas.

Para el cálculo del área expuesta, en el caso de puentes constituidos por dos tableros separados, se tendrá en cuenta lo siguiente:

- Si la separación entre ambos es mayor o igual que el canto del menor de ellos, se considerarán como tableros independientes a efectos del cálculo del empuje transversal de viento (figura 2.22 a).
- Si la separación es inferior al canto del menor de ellos, el empuje de viento sobre el tablero de barlovento se calculará, para cada uno de los dos sentidos de empuje del viento, como si fuera un tablero independiente.
  El empuje sobre el tablero de sotavento será el necesario para que la resultante de los dos empujes sea la correspondiente al conjunto de los dos tableros considerados como un único tablero con el canto del mayor de ambos (figura 2.22 b).

▪ Caso 2: Empuje horizontal sobre tableros soportados por vigas de celosía.

El empuje se calculará de forma independiente para cada celosía, en función del área sólida expuesta al viento.

En las celosías no expuestas directamente al viento, se multiplicará su coeficiente de arrastre por el coeficiente de ocultamiento (η) definido en 2.3.7.3. El empuje total obtenido no será mayor que el de un tablero de sección rectangular del mismo canto y anchura.

Las sobrecargas de uso se tendrán en cuenta para el cálculo del empuje horizontal de viento según lo indicado en 2.3.7.3, sin reducir su área sólida expuesta por la presencia de las celosías, aunque el tablero esté embebido en éstas.

El coeficiente de arrastre dependerá de la sección de los perfiles de la celosía.
A falta de datos específicos se tomará:

C_D = 1,8 para perfiles de celosía con caras planas,
C_D = 1,2 para perfiles cilíndricos lisos de diámetro D y tales que $D \cdot V_c < 6$ m²/s.
C_D = 0,7 para perfiles cilíndricos lisos de diámetro D y tales que $D \cdot V_c > 6$ m²/s.

2.3.7.5.2. Viento transversal: Empuje vertical sobre el tablero. Se considerará un empuje vertical sobre el tablero, actuando en el sentido más desfavorable, igual a:

$$F_{Vk} = 0.5 A' \left(\frac{1}{2} \rho V_c^2 \right)$$

Donde:

F_{Vk} : Empuje vertical del viento, en [N].
A': Área en planta del tablero, en [m²].

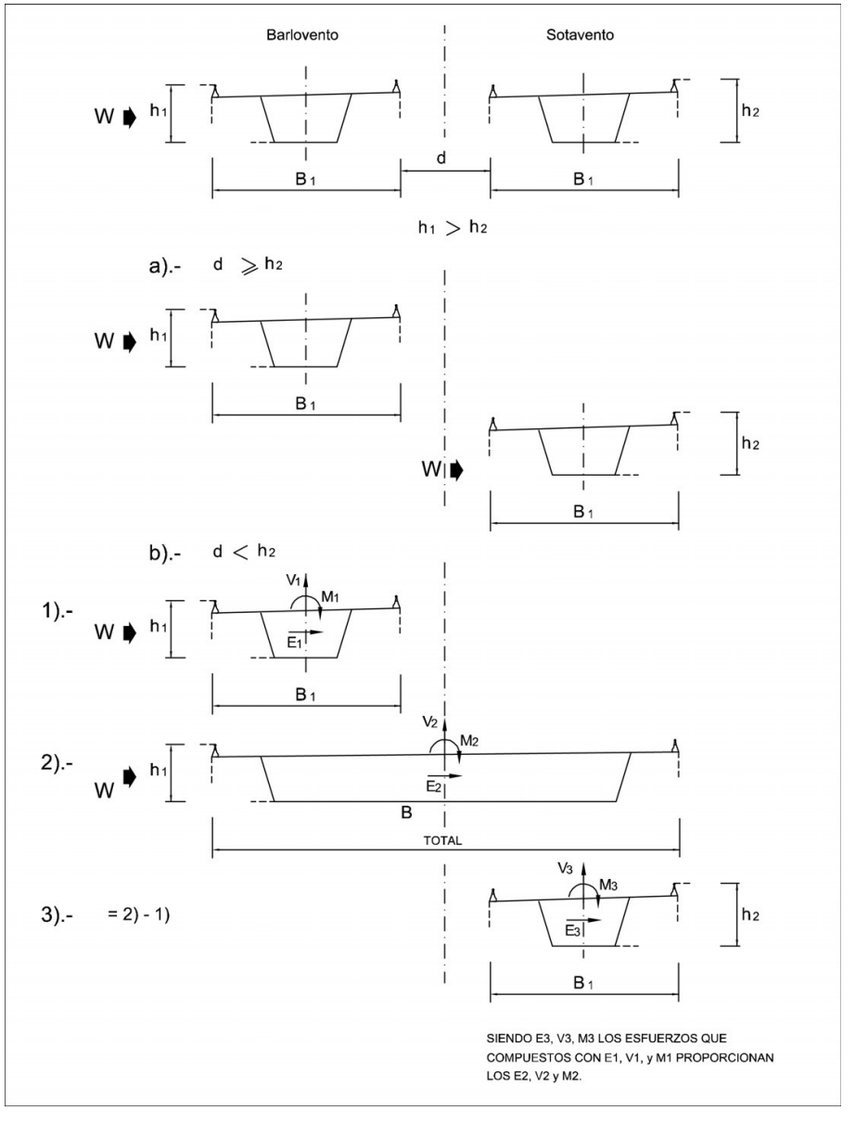


Figura 2.22: Empuje sobre tableros dobles de alma llena

$\frac{1}{2}\rho V_c^2$: Presión básica de cálculo definida en 2.3.7.3, en [N/m].

En caso de disponer de ensayos de la sección del tablero en túnel de viento, se considerará el empuje vertical máximo obtenido para los dos ángulos de incidencia respecto a la horizontal definidos en 2.3.7.3.

2.3.7.5.3. Viento transversal: Momento de vuelco sobre el tablero. A falta de datos precisos sobre el momento de vuelco ejercido por la acción combinada de los empujes horizontal y vertical de viento sobre el tablero, se supondrá que:

- El empuje horizontal está aplicado a una altura tal que:
  a) En tableros de alma llena, será el sesenta por ciento (60%) de la altura del primer frente máximo adoptado en el cálculo del área expuesta a la componente horizontal del viento transversal, incluyendo, en su caso, el área correspondiente a la sobrecarga de uso.
  b) En tableros de celosía, será la altura ponderada de las alturas de los centros de gravedad de las diferentes áreas que compongan el primer frente máximo adoptado en el cálculo del área expuesta a la componente horizontal del viento transversal, incluyendo en su caso, el área correspondiente a la sobrecarga de uso.
- El empuje vertical está aplicado a una distancia del borde de barlovento igual a un cuarto $(1/4)$ de la anchura del tablero.

2.3.7.5.4. Viento longitudinal. Se considerará un empuje horizontal paralelo al eje del puente sobre los elementos de desarrollo longitudinal (tablero, barreras y barandillas). Se calculará como una fracción del empuje horizontal producido por el viento transversal. Esta fracción será del:

- Veinticinco por ciento (25 %), para los elementos sólidos (tableros tipo cajón, losa o vigas; elementos de contención sólidos; pantallas anti-ruido; sobrecarga de ferrocarril, etc.). En este caso, el empuje longitudinal no podrá reducirse por la inclinación de las almas del tablero, tal como se permite en la determinación del empuje horizontal producido por el viento transversal sobre tableros de alma llena.
- Cincuenta por ciento (50%), para los elementos que presenten huecos (tableros tipo celosía, barreras de seguridad permeables, barandillas más usuales y, en su caso, sobrecarga en paseos de servicio o aceras).

El empuje calculado se multiplicará por un coeficiente, no mayor que la unidad, definido por la expresión:

$$1-\left(1-\frac{1}{C_g^2}\right)\phi(L/L_u)$$

donde:

C_g: Factor de ráfaga definido en 2.3.7.2

$\phi(L/L_u)$= 0,230 + 0,182 ln(L/L$_u$) (con $0 \le \phi(L/L_u) \le 1$)

L: longitud sobre la cual actúa el empuje longitudinal, en [m]. Se considerará igual a la longitud total del puente.

L_u: longitud integral de la turbulencia, en [m], definida por:

$$L_u\,[\mathrm{m}] = \begin{cases} 300(z_{\min}/200)^{\alpha} & (\text{para } z < z_{\min}) \\ 300(z/200)^{\alpha} & (\text{para } z_{\min} \le z \le 200) \\ 300 & (\text{para } z > 200) \end{cases}$$

z: altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o cota mínima del nivel de agua bajo el puente.

z_{min}, α: coeficientes definidos en el cuadro 2.4.

2.3.7.6. Empuje del viento sobre pilas

El empuje se obtendrá en función del área sólida expuesta y del coeficiente de arrastre correspondiente a la forma de su sección transversal.

En la figura 2.21 se indican los coeficientes de arrastre de las secciones más usuales.

En pilas de sección rectangular con aristas redondeadas mediante acuerdos de radio r, se podrá reducir el coeficiente de arrastre multiplicándolo por el factor:

$$(1-1{,}5\frac{r}{h}) \ge 0{,}5$$

donde:

h: Dimensión transversal definida en la figura 2.21.

Para secciones de pila no incluidas en la figura 2.21, se adoptará un valor de C_D contrastado por la experiencia u obtenido mediante ensayos en túnel de viento. Para secciones sin superficies cóncavas, se podrá adoptar un coeficiente de arrastre de $C_D = 2{,}2$ sin necesidad de realizar ensayos.

Las pilas de sección variable, o en las que la velocidad de cálculo varíe apreciablemente a lo largo de su altura, se dividirán en tramos, adoptando en cada uno los valores correspondientes de la velocidad de cálculo, del área expuesta y del coeficiente de arrastre.

Cuando en las pilas no se puedan despreciar las solicitaciones de torsión debidas al viento, se considerará una excentricidad respecto a su eje en la aplicación del empuje sobre la superficie considerada, de un décimo de la anchura de dicha superficie.

2.3.7.7. Empuje del viento sobre otros elementos del puente

El empuje de viento sobre barreras de seguridad y barandillas permeables, se obtendrá a partir del área sólida expuesta y del coeficiente de arrastre específico de cada uno de sus elementos. Para las secciones no incluidas en la figura 2.21, se tomará un coeficiente de arrastre $C_D = 2{,}2$.

El empuje de viento sobre otros elementos, tales como postes de electrificación, catenarias, postes de iluminación y señalización o pantallas anti-ruido, se obtendrá también a partir de sus áreas sólidas expuestas y de los coeficientes de arrastre de la figura 2.21. En este caso se tendrá en cuenta el empuje sobre todos los elementos, sin considerar efectos de apantallamiento.

2.3.7.8. Cálculo simplificado de F_{Hk} en tableros y pilas

En puentes de menos de cuarenta metros (40 m) de luz (medida entre ejes de pilas) y de menos de veinte metros (20 m) de altura máxima de pilas, bastará considerar únicamente el viento transversal, con los valores de empuje unitario (F_{Hk}/A) indicados en los cuadros 2.6 y 2.7, siempre que se esté del lado de la seguridad con respecto a los valores de cálculo utilizados en la elaboración de los mismos:

$C_D = 1{,}8$ en tablero y 2,2 en pilas; $C_t = 1$ y $C_r = 1{,}04$.

Entorno (*)	*Empuje unitario sobre el tablero (kN/m²)*		*Empuje unitario sobre pilas (kN/m²)*	
	v_{ref} = 24 m/s	v_{ref} = 28 m/s	v_{ref} = 24 m/s	v_{ref} = 28 m/s
0	2,20	2,99	2,69	3,66
I	1,95	2,65	2,38	3,24
II	1,65	2,24	2,02	2,74
III	1,25	1,70	1,53	2,08
IV	0,79	1,08	0,97	1,32

(*) Los tipos de entorno de los puentes son los definidos en 2.3.7.2.

Cuadro 2.6: Valor del empuje unitario (F_{Hk}/A) para tableros y pilas con alturas $H \leq 10$ m

Para alturas de tableros y pilas comprendidas entre diez y veinte metros, se podrá interpolar linealmente entre ambos cuadros.

El punto de aplicación del empuje horizontal será el definido en 2.3.7.3. En la elaboración de los cuadros no se ha considerado la acción del viento sobre las sobrecargas de uso; en este caso, se seguirán los criterios indicados en 2.3.7.3, respecto al aumento del área expuesta y punto de aplicación de cargas.

2.3.7.9. Efectos aeroelásticos

No se tendrán en cuenta efectos vibratorios producidos por desprendimiento de remolinos o galope en los puentes de luz menor de 200 m y con luz efectiva.

Entorno (*)	*Empuje sobre el tablero (kN/m²)*		*Empuje sobre pilas (kN/m²)*	
	v_{ref} = 24 m/s	v_{ref} = 28 m/s	v_{ref} = 24 m/s	v_{ref} = 28 m/s
0	2,50	3,40	3,05	4,08
I	2,25	3,06	2,75	3,74
II	1,97	2,68	2,41	3,28
III	1,60	2,17	1,95	2,65
IV	1,11	1,51	1,36	1,85

(*) Los tipos de entorno de los puentes son los definidos en 2.3.7.2.

Cuadro 2.7: Valor del empuje unitario (F_{Hk}/A) para tableros y pilas con una altura H=20m

menor de 30 veces el canto, definida ésta como la distancia máxima entre puntos de momento flector nulo bajo la acción del peso propio sobre la sección completa.

No será necesario comprobar la seguridad frente al flameo o la divergencia torsional en los puentes que cumplan las tres condiciones siguientes:

1. Luz, a efectos del viento, menor de 200 m.
2. Frecuencia fundamental de torsión f_r, en [Hz], mayor de $50/\sqrt{m}$, siendo m la masa por unidad de longitud del puente expresada en [kg/m].
3. Verificar:

$$\frac{1.5 f_r}{V_c}\sqrt{\frac{mr}{\rho B}} \geq 1$$

donde:

r: Radio de giro másico, en [m].

B: Anchura del tablero, en [m].

ρ: Masa específica del aire, en [kg/m^3].

V_c: Velocidad de cálculo, en [m/seg].

Únicamente a estos efectos se podrá estimar la frecuencia fundamental de torsión por métodos aproximados, tomando por ejemplo: $f_r[\text{Hz}] \approx 1/\sqrt{32\theta}$ siendo θ el giro máximo (en radianes) del tablero debido a un momento torsor uniformemente distribuido, de valor igual al producto del momento de inercia másico polar, por una aceleración angular de un radián por segundo al cuadrado (1 rad/s^2), y aplicado en el sentido del giro de torsión del modo de vibración esperado.

2.3.8. Nieve

La sobrecarga de nieve solo se tendrá en cuenta sobre aquellas superficies del tablero en las que no se haya considerado la actuación del tráfico ferroviario.

Se considerará una sobrecarga de nieve cuya probabilidad anual de ser sobrepasada sea $\leq 2\%$. Para su estimación será necesario disponer de datos reales tomados en el lugar de emplazamiento de la estructura durante un período mínimo de veinticinco años.

A falta de los datos anteriores, y exceptuando los puentes situados en lugares con condiciones extremas de viento o nieve, o en altitudes superiores a dos mil metros, el valor de la acción se podrá obtener de los apartados siguientes.

2.3.8.1. Sobrecarga de nieve sobre tableros

Como sobrecarga de nieve sobre el tablero del puente (q_k) se adoptará:

$$q_k = 0{,}8 \cdot s_k$$

donde:

s_k : Sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal, en [kN/m^2]. Se obtiene del cuadro 2.8, en función de las zonas climáticas de la fig 2.23 y de la altitud (H) del tablero sobre el nivel del mar.

La existencia de muretes guardabalasto y otros elementos de contención del tablero facilita la acumulación adicional de nieve procedente de su retirada de la zona de vías. En ese caso se considerará la hipótesis de nieve cubriendo todo el tablero, excepto el camino de rodadura del tren, con un espesor igual a la altura del elemento de contención, y con el peso específico indicado en 2.3.8.2.

2.3.8.2. Peso específico de la nieve

El peso específico de la nieve es función del tiempo transcurrido desde la nevada, de la zona geográfica y de la altitud. Como valor medio se pueden adoptar los valores del cuadro 2.9.

2.3.9. Acciones térmicas

Las acciones térmicas se deducirán a partir de lo indicado en 2.3.9.1, para los elementos de hormigón y metálicos; en 2.3.9.2, para los elementos mixtos; y en 2.3.9.3, para los casos especiales.

Se considerarán las acciones térmicas siguientes:

- Variación uniforme de temperatura, asociada a la variación anual de la temperatura ambiente en el lugar de emplazamiento.
- Gradientes térmicos de la sección transversal, asociados a las variaciones diarias de temperatura y de radiación solar en el lugar de emplazamiento. En el caso de secciones mixtas (hormigón y acero), el efecto del gradiente térmico sobre cada una de las secciones parciales no es significativo y, en cualquier caso, no puede obtenerse de las expresiones y tablas correspondientes a las estructuras de hormigón o de acero. En su lugar se utilizará una acción térmica específica, mucho más relevante, que es la diferencia de temperaturas entre las secciones parciales del hormigón y del acero.

Para la determinación de los efectos que producen estas acciones, se considerarán los coeficientes de dilatación térmica de los materiales utilizados.

2.3.9.1. Elementos de hormigón o metálicos

2.3.9.1.1. Variación uniforme anual de la temperatura del tablero. Se denomina ΔT, y es la diferencia, a lo largo del año, de los valores medios máximos y mínimos de la temperatura media efectiva en sus secciones transversales.

Su valor dependerá de la tipología estructural del tablero, de sus dimensiones, de los materiales constituyentes y de la temperatura de la zona.

En la figura 2.24 y en el cuadro 2.10 se indican las zonas climáticas a considerar.

El valor característico de ΔT, para los tableros de hormigón o metálicos, con o sin balasto, se obtendrá de la siguiente expresión:

$$\Delta T = K z^a h^b s^c$$

donde:

z : Número arábigo correspondiente al número romano que designa la zona climática (por ejemplo: $z = 3$ para la zona III) referenciado en el cuadro 2.10.

h : Canto del tablero, en [m]. En tableros de canto variable, se tomará el canto medio. El valor de h estará comprendido entre los valores h_{min} y h_{max} del cuadro 2.11. Para $h > h_{max}$ se tomará $h = h_{max}$. Para $h < h_{min}$ se tomará $h = h_{min}$.

s : Separación entre ejes de vigas, en [m], para tableros de vigas de hormigón que cumplan $1{,}5 \text{ m} \leq s \leq 3{,}5$ m. Para valores de $s < 1{,}5$ m se tomará $s = 1{,}5$. Para valores $s > 3{,}5$ m se tomará $s = 3{,}5$. En otros tipos de tablero se tomará $s = 1$.

K, a, b, c : Constantes definidas en el cuadro 2.11 para las tipologías de tableros de hormigón o metálicos más habituales.

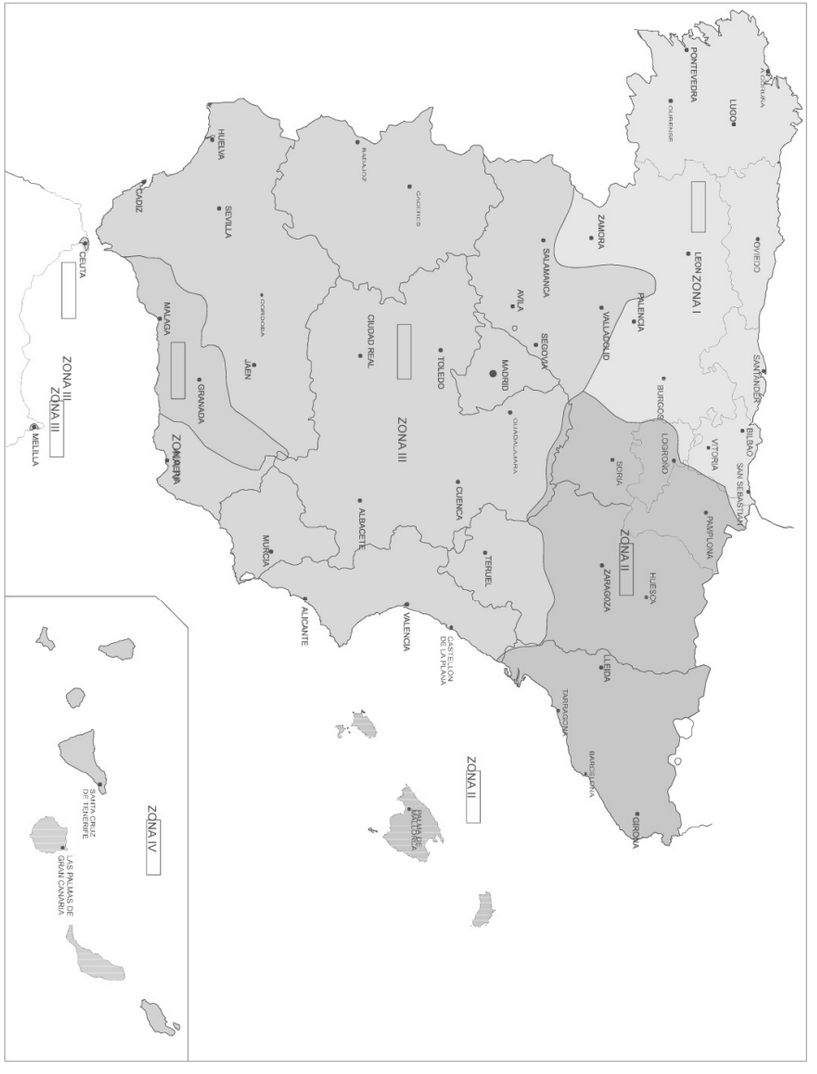


Figura 2.23: Mapa de zonas climáticas para la determinación de la sobrecarga de nieve

Altitud H [m]	Zona I Norte Atlántica s_k [kN/m^2]	Zona II Norte Mediterránea s_k [kN/m^2]	Zona III Sur Peninsular s_k [kN/m^2]	Zona IV Penibética e Islas Canarias s_k [kN/m^2]
2000	7,4	6,2	4,8	4,8
1900	6,3	5,6	4,1	4,1
1800	5,3	5,0	3,5	3,5
1700	4,5	4,5	3,0	3,0
1600	3,8	4,0	2,6	2,6
1500	3,2	3,6	2,2	2,2
1400	2,2	2,6	1,6	1,6
1300	1,9	2,4	1,4	1,4
1200	1,8	2,1	1,2	1,2
1100	1,6	1,9	1,0	1,0
1000	1,1	1,7	0,9	0,9
900	0,7	1,1	0,6	0,4*
800	0,6	1,0	0,5	0,4*
700	0,5	0,7	0,4*	0,4*
600	0,4*	0,6	0,4*	0,4*
500	0,4*	0,6	0,4*	0,4*
400	0,4*	0,5	0,4*	0,4*
0 – 200	0,4*	0,4*	0,4*	0,4*

*Valor límite inferior de la sobrecarga de nieve

Cuadro 2.8: Valor de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal (s_k)

Altitud H [m]	Peso específico γ [kN/m^3]
$2000 \geq H \geq 1500$	3,3
$1500 > H \geq 1000$	2,7
$1000 > H \geq 800$	2,0
$H < 800$	1,5

Cuadro 2.9: Peso específico medio de la nieve en función de la altitud del tablero sobre el nivel del mar

Región geográfica	*Zona*
Litoral del Cantábrico y de Galicia. Zona Pirenaica. Canarias	I
Prelitoral norte del Cantábrico y de Galicia	II
Litoral Mediterráneo y Atlántico Sur. Baleares. Ceuta y Melilla	III
Centro Septentrional, Meseta Norte y Depresión del Ebro	IV
Centro Meridional y Sur	V

Cuadro 2.10: Zona climática según la región geográfica

Tipología del tablero	*K*	*a*	*b*	*c*	h_{min} (m)	h_{max} (m)
Losa maciza de hormigón	23,89	0,292	−0,139	0	0,30	1,20
Losa aligerada de hormigón	24,91	0,292	−0,172	0	0,60	1,50
Cajón de hormigón	29,13	0,301	−0, 148	0	1,70	4,00
Vigas de hormigón	26,90	0,300	−0,088	0,057	0,60	2,50
Cajón metálico	39,77	0,234	−0,069	0	1,50	4,50
Vigas metálicas	40,11	0,228	−0,072	0	2,00	6,00

Cuadro 2.11: Constantes para la determinación de la variación uniforme anual de la temperatura del tablero



Figura 2.24: Mapa de zonas climáticas para la determinación de la variación uniforme anual de temperatura del tablero

2.3.9.1.2. Gradiente térmico. Es la diferencia de temperaturas entre las fibras extremas de la sección transversal de un elemento estructural, dividida por la distancia entre ellas. Se mide en grados Celsius por metro (°C/m). La variación de temperatura entre ambas fibras se supondrá lineal. Se deben considerar los gradientes térmicos verticales positivos y negativos, los gradientes térmicos transversales y los gradientes térmicos locales en las paredes de secciones de tablero de tipo cajón.

2.3.9.1.2.1. Gradiente térmico vertical positivo del tablero. Se produce por la diferencia de temperatura positiva entre las fibras superior e inferior del tablero debida al soleamiento.

A continuación se indica el método para obtener la diferencia de temperatura vertical positiva entre la fibra superior e inferior del tablero, [ΔT_{SI}] a considerar en puentes de hormigón y metálicos, en función de su tipología.

Caso 1: Losas de hormigón macizas y aligeradas

Se tomará:

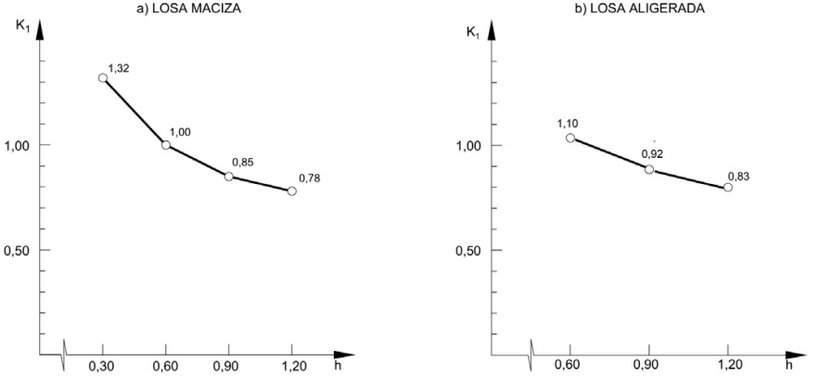
$$\Delta T_{SI} = (K_1 K_2)\Delta T_{SI,ref}$$

donde:

K_1: Factor de corrección por canto del tablero (figura 2.25)

K_2: Factor de corrección por balasto (si existe balasto $K_2 = 0{,}6$; si no existe balasto $K_2 = 1{,}0$).

$\Delta T_{SI,ref}$: ΔT_{SI} de referencia (figura 2.26).



h = Canto de la losa en metros.

Figura 2.25: Factor de corrección K_1 por canto para la obtención de ΔT_{SI} en tableros de losas de hormigón

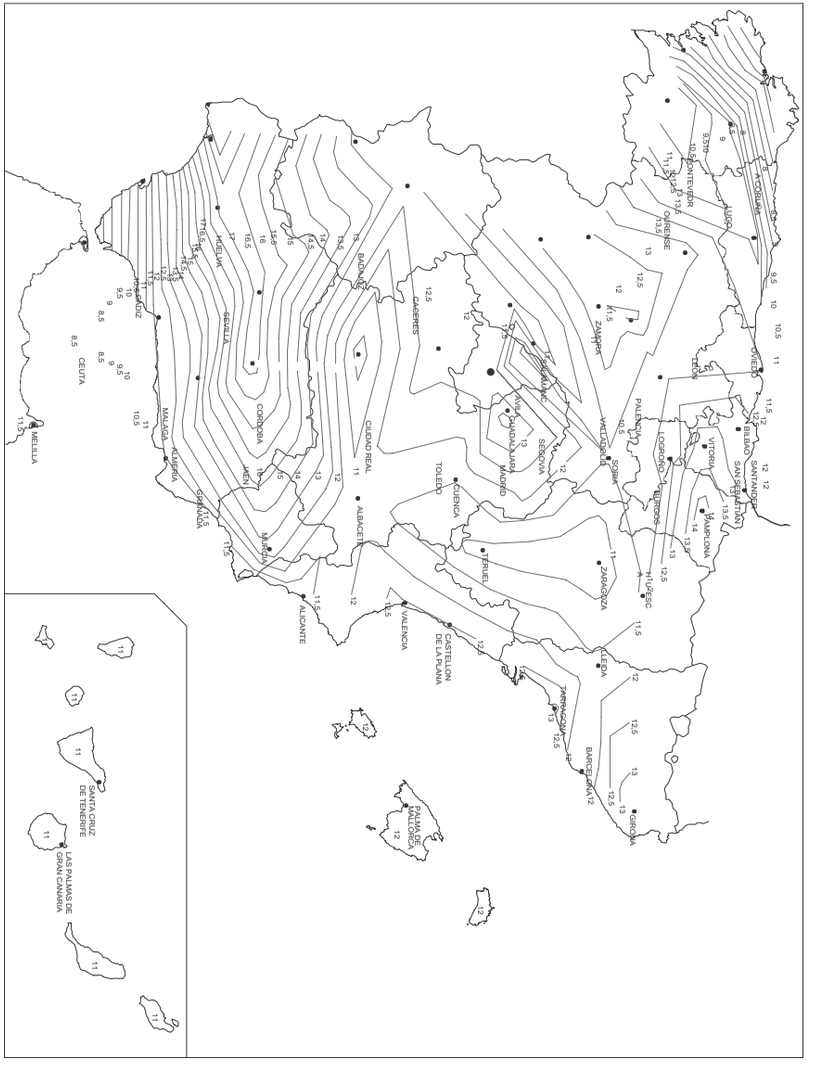


Figura 2.26: Mapa de isolíneas para la obtención de $\Delta T_{SI,ref}$ en tableros de losas de hormigón

Caso 2: Tablero de cajón de hormigón

Se tomará:

$$\Delta T_{SI} = (K_1 K_2 K_3)\Delta T_{SI,ref}$$

donde:

K_1: Factor de corrección por canto del tablero (figura 2.27-a).

K_2: Factor de corrección por relación entre anchos de losa superior e inferior del tablero (figura 2.27-b).

K_3: Factor de corrección por balasto (si existe balasto $K_3 = 0{,}6$; si no existe balasto $K_3 = 1{,}0$).

$\Delta T_{SI,ref}$: ΔT_{SI} de referencia (figura 2.28).

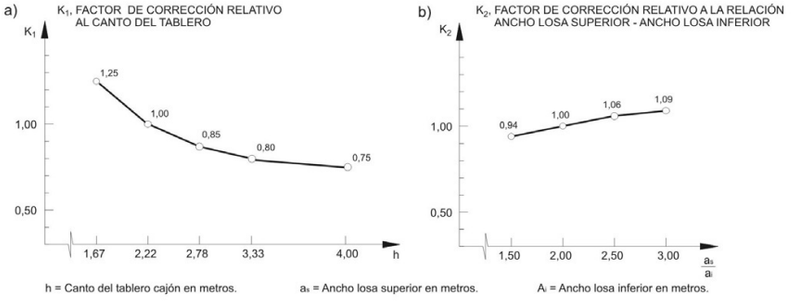


Figura 2.27: Factores de corrección K_1 y K_2 para la obtención de ΔT_{SI} en tableros de cajones de hormigón

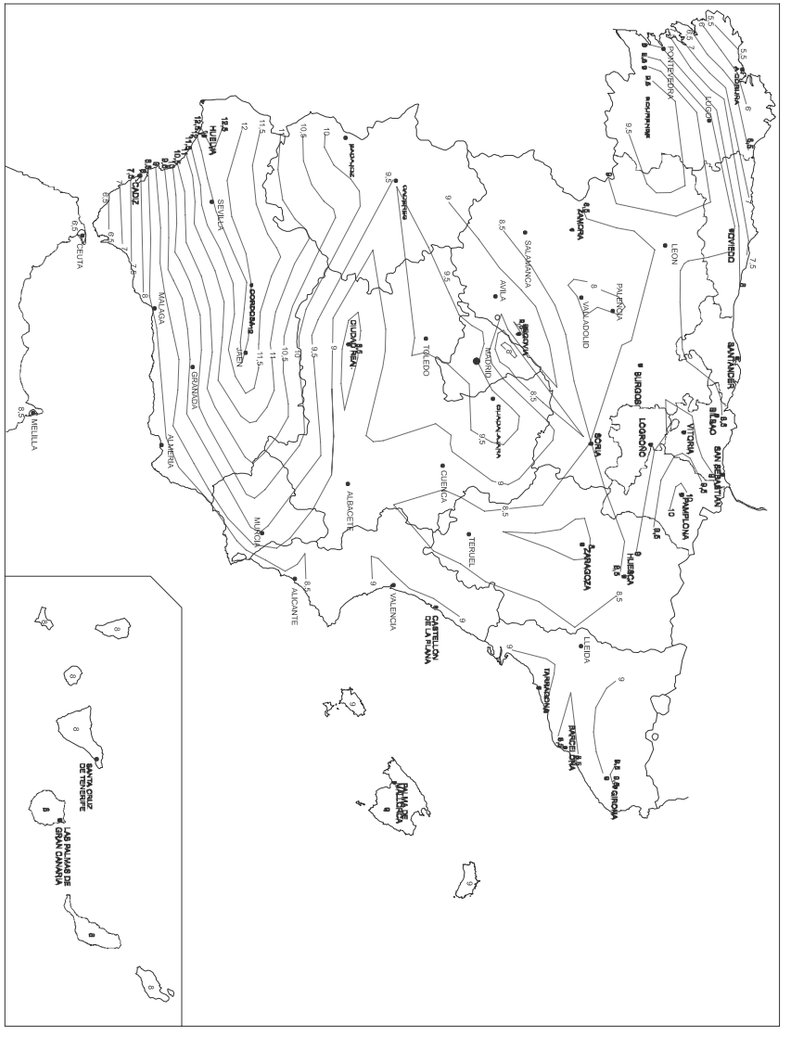


FIGURA 11 - MAPA DE ISOLÍNEAS PARA LA OBTENCIÓN DEL $\Delta T_{SI,ref}$ DE REFERENCIA EN TABLEROS DE CAJONES DE HORMIGÓN

Figura 2.28: Mapa de isolíneas para la obtención de $\Delta T_{SI,ref}$ en tableros de cajones de hormigón

Caso 3: Tablero de vigas de hormigón

Se tomará:

$$\Delta T_{SI} = (K_1 K_2)\Delta T_{SI,ref}$$

donde:

K_1: Factor de corrección por canto de las vigas y separación entre ellas (figura 2.29).

K_2: Factor de corrección por balasto (si existe balasto $K_2 = 0{,}6$; si no existe balasto $K_2 = 1{,}0$).

$\Delta T_{SI,ref}$: ΔT_{SI} de referencia (figura 2.30). Para valores de d distintos de los indicados, se podrá interpolar linealmente entre los dos valores más próximos.

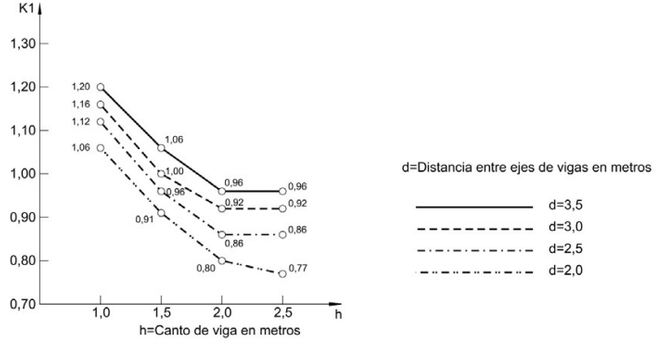


Figura 2.29: Factor de corrección por canto y separación entre vigas para la obtención de ΔT_{SI} en tableros de vigas de hormigón

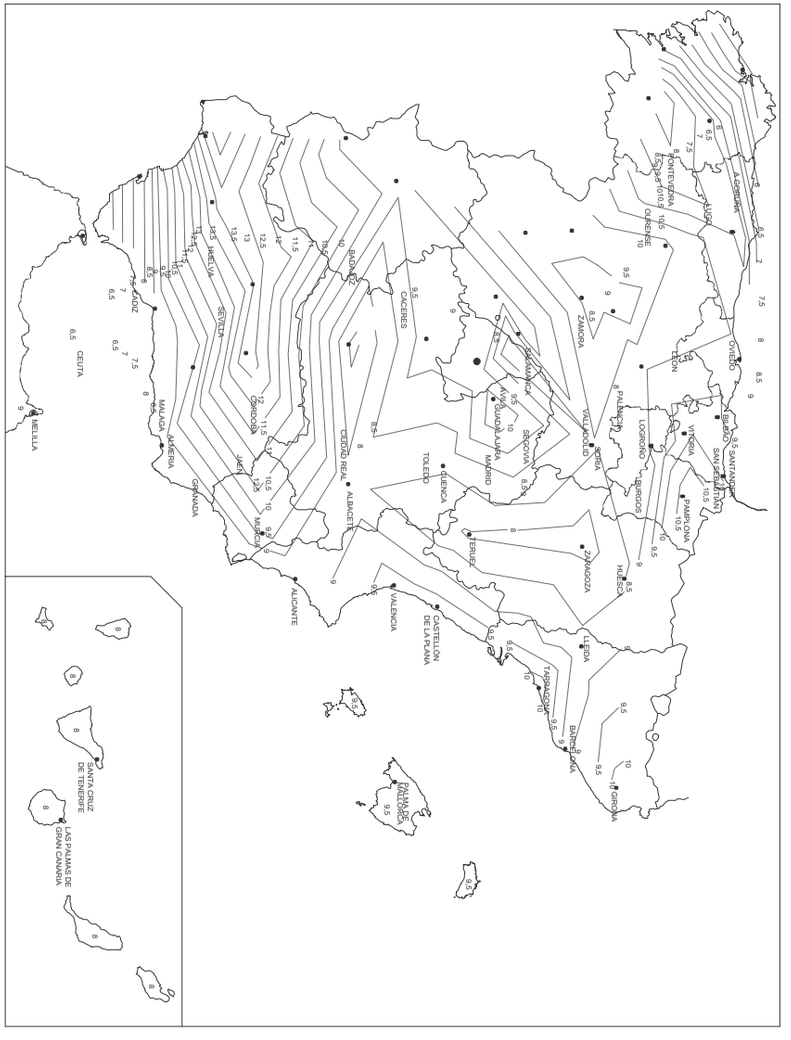


Figura 2.30: Mapa de isolíneas para la obtención de $\Delta T_{SI,ref}$ en tableros de vigas de hormigón

Caso 4: Tablero de cajón metálico

Se tomará:

$$\Delta T_{SI} = (K_1 K_2)\Delta T_{SI,ref}$$

donde:

K_1: Factor de corrección por canto del tablero y por relación entre los anchos de las chapas superior e inferior del tablero (figura 2.31).

K_2: Factor de corrección por balasto (si existe balasto $K_2 = 0{,}6$; si no existe balasto $K_2 = 1{,}0$).

$\Delta T_{SI,ref}$: ΔT_{SI} de referencia (figura 2.32). Para valores de a_s/a_i distintos de los indicados, se podrá interpolar linealmente entre los dos valores más próximos.

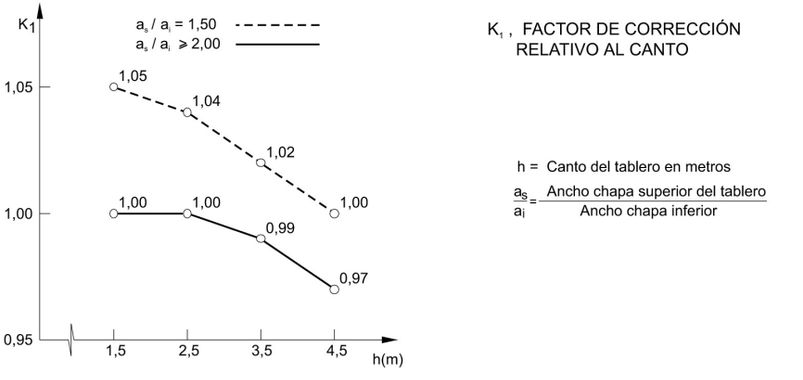


Figura 2.31: Factor de corrección por canto para la obtención de ΔT_{SI} en tableros de cajones metálicos

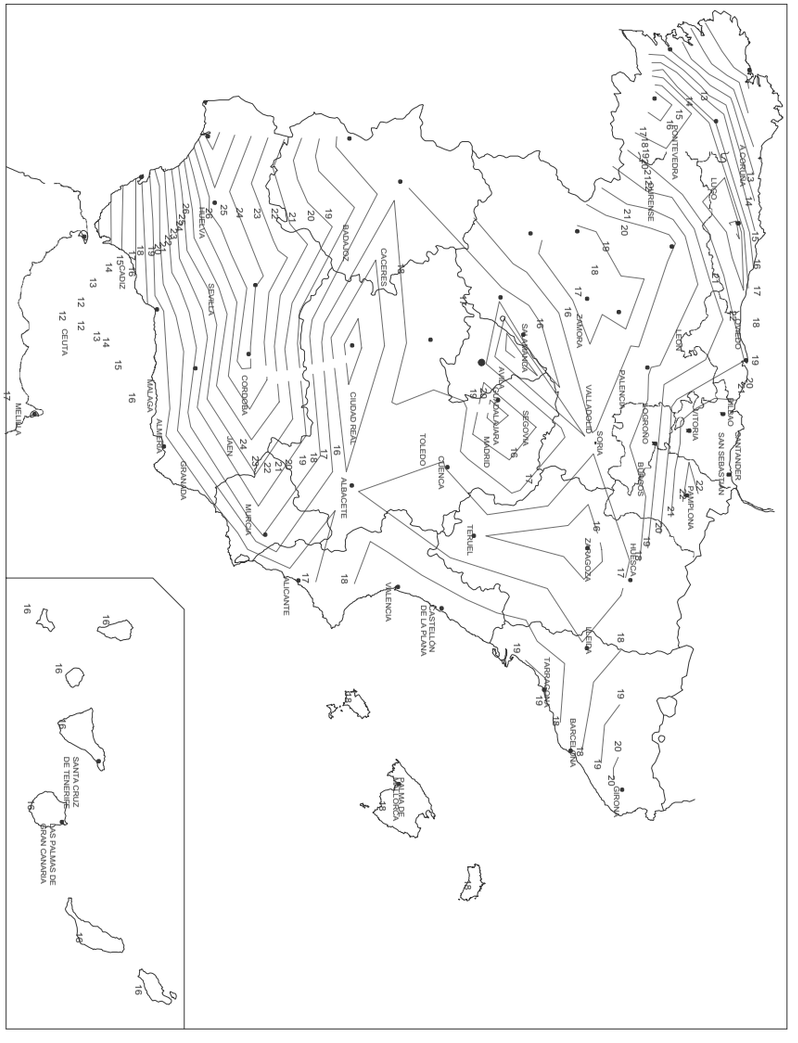


Figura 2.32: Mapa de isolíneas para la obtención de $\Delta T_{SI,ref}$ en tableros de cajones metálicos

Caso 5: Tablero de vigas metálicas

Se tomará:

$$\Delta T_{SI} = (K_1 K_2)\Delta T_{SI,ref}$$

donde:

K_1 : Factor de corrección por canto del tablero (figura 2.33)

K_2 : Factor de corrección por balasto (si existe balasto $K_2 = 0{,}6$; si no existe balasto $K_2 = 1{,}0$).

$\Delta T_{SI,ref}$: ΔT_{SI} de referencia (figura 2.34).

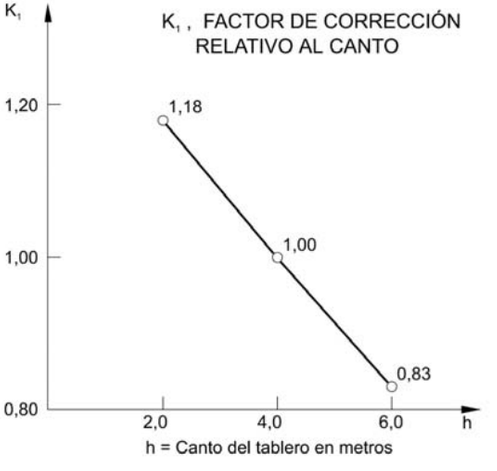


Figura 2.33: Factor de corrección por canto para la obtención de ΔT_{SI} en tableros de vigas metálicas

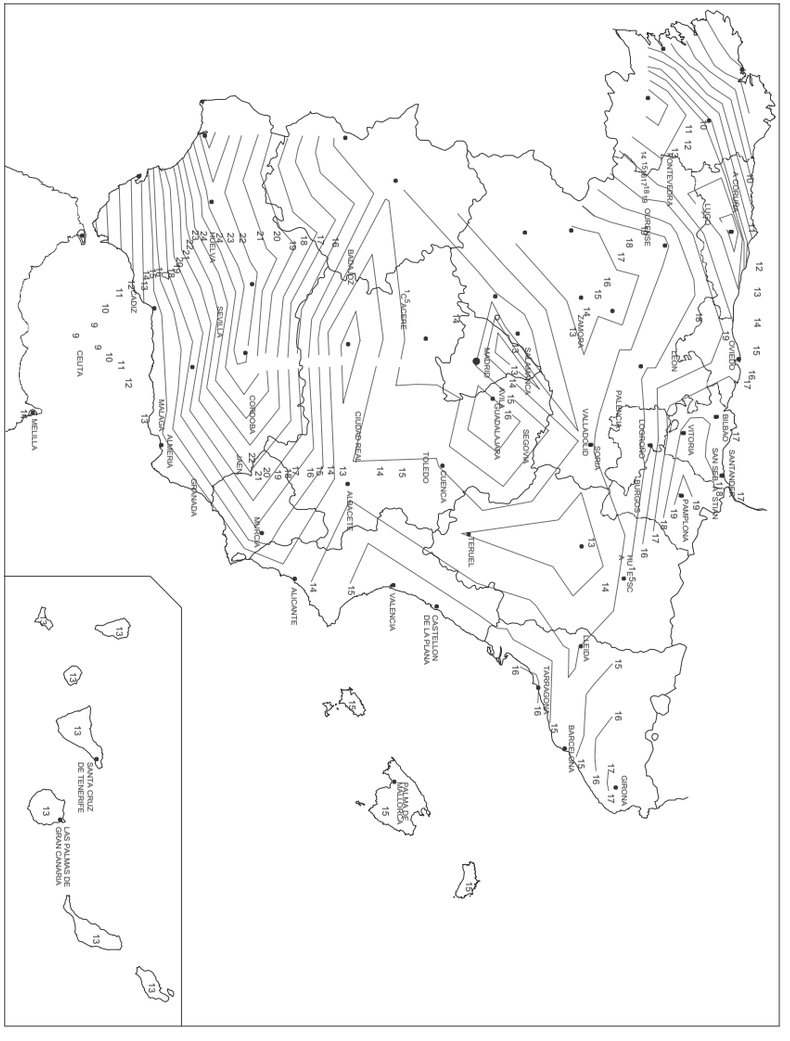


Figura 2.34: Mapa de isolíneas para la obtención de $\Delta T_{SI,ref}$ en tableros de vigas metálicas

2.3.9.1.2.2. Gradiente térmico vertical inverso o negativo del tablero. Se produce por la diferencia de temperatura negativa entre las fibras superior e inferior del tablero, consecuencia de su enfriamiento durante la noche. Los gradientes más desfavorables se dan en invierno, antes del amanecer. En el cuadro 2.12 se recogen las diferencias de temperatura entre las fibras superior e inferior del tablero, ΔT_{SI}, a considerar en el cálculo.

Tableros de hormigón		*Tableros metálicos*	
Con balasto	Sin balasto	Con balasto	Sin balasto
—	$-3,0°C$	$-5,0°C$	—

Cuadro 2.12: Diferencia de temperatura ΔT_{SI} para el gradiente térmico vertical inverso o negativo del tablero

2.3.9.1.2.3. Gradiente térmico transversal del tablero. Se produce por la diferencia de temperatura entre los dos paramentos laterales del tablero, causada por la diferente radiación solar sobre ellos, consecuencia de la orientación del puente.

Esta acción se considerará únicamente en los puentes cuyo eje forme un ángulo inferior a $25°$ con la dirección este-oeste.

Para estos casos, las diferencias de temperatura entre las dos caras laterales del tablero a considerar en el cálculo serán las indicadas en el cuadro 2.13.

Tableros de hormigón		*Tableros metálicos*	
$l_v \leq 0{,}5h_a$	$l_v > 0{,}5h_a$	$l_v \leq 0{,}5h_a$	$l_v > 0{,}5h_a$
$2{,}5 - 3°C$(*)	—	$6{,}0 - 8{,}0°C$(*)	—

l_v: Longitud del voladizo del tablero sobre su paramento lateral.

h_a: Proyección vertical del paramento lateral del tablero.

(*) Dentro del intervalo, el proyectista adoptará el valor que considere más adecuado en función de la orientación del tablero con la dirección este-oeste y de la relación l_v / h_a

Cuadro 2.13: Diferencia de temperatura para el gradiente térmico transversal del tablero.

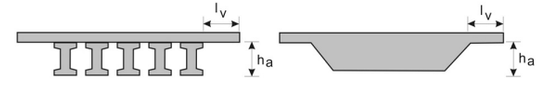


Figura 2.35: Definición de l_v y h_a.

2.3.9.1.2.4. Gradiente térmico local en las paredes de las secciones en cajón. Se produce por la diferencia de temperatura entre las dos paredes de las células de tableros de sección en cajón, debida a cambios bruscos de la temperatura ambiente.

Para el cálculo se considerarán las diferencias de temperatura ($T_{int} - T_{ext}$) entre las caras interior y exterior (en contacto con el ambiente) recogidas en el cuadro 2.14.

Cajones de hormigón		*Cajones metálicos*	
Positiva	Negativa	Positiva	Negativa
$14^{\circ}C$	$-6^{\circ}C$	$18^{\circ}C$	$-2^{\circ}C$

Cuadro 2.14: Diferencia de temperatura $T_{int} - T_{ext}$ entre las caras interior y exterior de las paredes de secciones en cajón para el cálculo del gradiente local

2.3.9.2. Elementos mixtos

Este apartado se refiere a secciones mixtas constituidas por acero y hormigón.

En el caso de otros materiales, el proyectista adoptará los criterios que considere más adecuados, los cuales deberán estar debidamente justificados.

2.3.9.2.1. Variación uniforme anual de la temperatura del tablero. El valor característico de ΔT, para los tableros de hormigón o metálicos, con o sin balasto, se obtendrá de la siguiente expresión:

$$\Delta T = K z^a h^b$$

donde:

z: Número arábigo correspondiente al número romano que designa la zona climática (por ejemplo: z = 3 para la zona III) referenciada en el cuadro 2.10.

h: Canto del tablero, en [m]. En tableros de canto variable, se tomará el canto medio. El valor de h estará comprendido entre los valores h_{min} y h_{max} del cuadro 2.15. Para $h > h_{max}$ se tomará $h = h_{max}$. Para $h < h_{min}$ se tomará $h = h_{min}$.

K, a, b: Constantes definidas en el cuadro 2.15 para las tipologías de tableros mixtos más habituales.

2.3.9.2.2. Diferencia de temperaturas entre las secciones parciales de hormigón y acero. Debido a la diferente respuesta térmica de cada material, se considerarán los efectos térmicos de la radiación solar sobre la cara superior del tablero (hormigón con o sin balasto) y/o sobre la sección parcial metálica. Se considerarán las diferencias de temperatura uniforme entre ambas secciones parciales que se recogen en el cuadro 2.16.

Tipología del tablero	*K*	*a*	*b*	h_{min} (m)	h_{max} (m)
Losa de hormigón sobre cajón metálico	39,77	0,234	−0,069	1,5	4,5
Losa de hormigón sobre vigas o celosía metálica	40,11	0,228	−0,072	2,0	6,0

Cuadro 2.15: Constantes para la determinación de la variación uniforme de la temperatura del tablero

Efecto considerado	*Sección parcial*	
	Hormigón	*Acero*
Sección parcial de hormigón más caliente que sección parcial de acero	+18,0 °C	0,0
Sección parcial de acero más caliente que sección parcial de hormigón	0,0	+18,0 °C

Cuadro 2.16: Diferencia de temperatura entre secciones parciales de hormigón y acero

2.3.9.3. Casos especiales

En tableros atirantados o colgados de péndolas metálicas, se considerará una diferencia de temperatura entre los tirantes o péndolas metálicas y el resto de elementos del puente de:

- Diferencia positiva: $T_{tirantes} - T_{resto\ puente} = 33^{\circ}C$
- Diferencia negativa: $T_{tirantes} - T_{resto\ puente} = -10^{\circ}C$

Si se proyecta pintar los tirantes o péndolas con un color poco absorbente de la luz solar, se podrá reducir la diferencia positiva indicada hasta un mínimo de $18^{\circ}C$.

2.3.10. Sobrecargas debidas al agua

La acción hidrostática se calculará a partir de un peso específico del agua igual a $9{,}8$ kN/m^3. Para los elementos sumergidos se considerará la subpresión con el mismo peso específico.

El empuje E_k en [N], debido a la corriente de agua sobre cualquier elemento, se calculará mediante la expresión:

$$E_k = C_D A\left(\frac{1}{2}\rho V_c^2\right)$$

donde:

C_D : Coeficiente de arrastre del elemento expuesto a la corriente (figura 2.21). En secciones circulares, el valor límite de $D \cdot V_c$ indicado en la figura 2.21, se sustituirá por $0{,}4 \text{m}^2/\text{s}$.

A : Área total del elemento expuesto a la corriente, proyectada sobre un plano perpendicular a ésta, en [m^2].

$\frac{1}{2}\rho V_c^2$: Presión básica de cálculo, en [N/m^2], en la que ρ es la masa específica del agua (1000 kg/m^3) y V_c la velocidad de la corriente, en [m/s].

Cuando algún objeto (vegetación, etc) arrastrado por la corriente pueda quedar retenido por las pilas o el tablero del puente, se considerará su influencia en la determinación del coeficiente de arrastre, C_D, y del área, A, del elemento a calcular.

2.3.11. Otras sobrecargas transitorias

Se considerarán todas las acciones transitorias debidas a equipos, maquinaria, material almacenado, etc., que pueden actuar durante la construcción o el mantenimiento de la estructura. Su actuación se reflejará sobre el esquema resistente del puente en ese momento.

2.4. Acciones accidentales (A_k)

2.4.1. Descarrilamiento de vehículos ferroviarios

Los puentes de ferrocarril deben proyectarse para que, en caso de descarrilamiento, no se produzca el vuelco ni el colapso global de la estructura.

Se considerarán dos situaciones de proyecto alternativas:

2.4.1.1. Situación de proyecto I

Descarrilamiento de un vehículo ferroviario, quedando una alineación de ruedas entre los dos carriles de la vía (figura 2.36). En esta situación solo se admitirán daños locales que no comprometan la capacidad resistente de la estructura y que puedan ser reparados sin interrupción del tráfico, aunque sea con limitaciones de velocidad.

La acción se asimilará a una serie de cargas verticales, concentradas y distribuidas linealmente (Q_{A1d}, q_{A1d}), de valor $\alpha \times 1.4 \times \text{UIC71}$, repartidas en dos alineaciones iguales y paralelas a la vía, separadas entre sí el ancho de ésta. Transversalmente se situarán en la posición más desfavorable dentro de una banda de ancho igual a $1{,}5$ veces el ancho de la vía a cada lado del eje. Este ancho se podrá reducir en el caso de disponer de un contra-carril, o bien de un murete de contención longitudinal con su coronación por encima del plano de rodadura del carril más próximo, y con capacidad para resistir la fuerza definida en 2.4.2.2.1 y para impedir el vuelco de los vehículos.

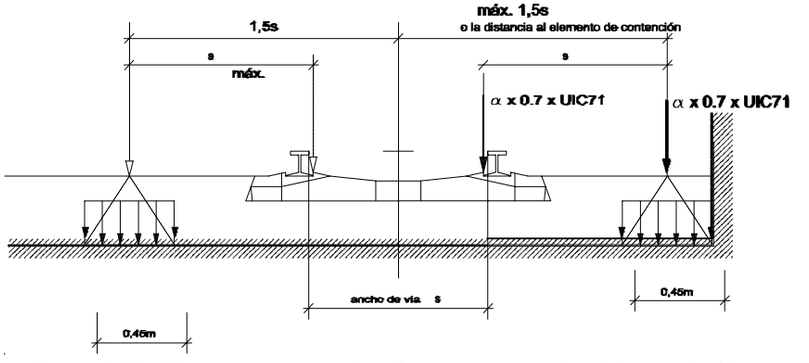


Figura 2.36: Situación de proyecto I. Cargas equivalentes (Q_{A1d}, q_{A1d}). (Para vías sobre balasto las cargas podrán distribuirse en un ancho de 0.45m)

2.4.1.2. Situación de proyecto II

Descarrilamiento de un vehículo ferroviario, quedando apoyado en una única alineación de ruedas al borde de la plataforma ferroviaria (figura 2.37), es decir, excluyendo elementos no estructurales, aceras, etc.

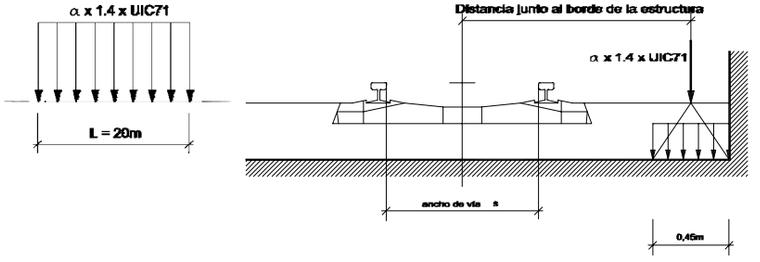


Figura 2.37: Situación de proyecto II. Cargas equivalentes (Q_{A2d}, q_{A2d}). (Para vías sobre balasto las cargas podrán distribuirse en un ancho de 0.45m)

La acción se asimilará a una serie de cargas verticales, concentradas y distribuidas linealmente (Q_{A2d}, q_{A2d}), de valor $\alpha \times 1.4 \times \text{UIC71}$, aplicadas en una alineación de longitud $20{,}0$ m, junto al borde de la plataforma ferroviaria y en la posición longitudinal más desfavorable.

2.4.2. Impactos

2.4.2.1. Impacto de vehículos de carretera

En los puentes situados sobre calzadas de carretera, se considerarán las acciones causadas por el impacto de un vehículo de carretera contra elementos expuestos de la estructura. La transmisión del impacto a otros elementos conectados al que lo recibe requerirá un estudio específico.

El impacto contra cualquier elemento estructural distinto del tablero se asimilará a una fuerza estática horizontal:

F_{lk} = 1000 kN, paralela a la dirección del tráfico.

F_{tk} = 500 kN, perpendicular a la dirección del tráfico.

Dichas fuerzas no serán concomitantes, es decir, no actuarán simultáneamente, y se aplicarán a una altura de $1{,}25$ m sobre la superficie del pavimento. Estas cargas podrán repartirse sobre una superficie de impacto no mayor de $1{,}5$ m de ancho por $0{,}5$ m de altura.

No se considerará la acción de impacto sobre un elemento estructural cuando su distancia al borde de la calzada sea superior a 10 m, o cuando disponga de una protección dimensionada adecuadamente.

El impacto de un vehículo contra el tablero de un puente se asimilará a una fuerza estática:

F_{lk} = 500 kN, horizontal y paralela a la dirección del tráfico.

F_{vk} = 250 kN, vertical.

Ambas fuerzas no serán concomitantes, y se aplicarán en el borde inferior del tablero en el punto más expuesto sobre la calzada.

El impacto sobre el tablero no se considerará si:

- La altura libre bajo el mismo es superior a $6{,}00$ m.
- Se disponen elementos de protección del tablero dimensionados para soportar estas cargas, aunque admitiendo que puedan sufrir daños locales tras el impacto. Además, la separación horizontal mínima entre estos elementos y el tablero será de $0{,}5$ m para elementos deformables y de $0{,}1$ m para elementos rígidos, y su altura será, al menos, $0{,}02$ m inferior a la altura libre bajo el tablero.

Las acciones aquí definidas son concomitantes con las acciones permanentes y las sobrecargas de uso.

Estas acciones se utilizarán en la comprobación de los estados límite últimos y se verificará que no producen un desplazamiento global del tablero.

2.4.2.2. Impacto de vehículos ferroviarios

2.4.2.2.1. Impacto contra elementos estructurales del tablero. Los elementos portantes del tablero situados en los laterales o por encima de éste, deberán soportar el impacto de un vehículo ferroviario descarrilado. Dicho impacto se asimilará a una fuerza estática horizontal F_{lk} paralela a la vía, o bien una F_{tk} perpendicular a la vía, y con sentido hacia el exterior del tablero, aplicadas a una altura de 1.80 m sobre el plano de rodadura del carril más próximo al elemento. La transmisión del impacto a otros elementos conectados al que lo recibe requerirá un estudio específico por parte del proyectista.

Las acciones definidas en este apartado se utilizarán igualmente para el dimensionado de posibles elementos de contención.

No será necesario considerar esfuerzos de impacto sobre elementos estructurales protegidos por otros elementos capaces de resistir las fuerzas anteriores y de altura suficiente para impedir el vuelco de los vehículos que impacten sobre ellos.

Las acciones F_{lk} y F_{tk} no serán concomitantes, y sus valores serán los indicados en el cuadro 2.17, donde α es el coeficiente de clasificación definido en 2.3.1.1.

También se comprobará que, con la mitad de la capacidad resistente del elemento impactado, el puente es capaz de soportar las acciones permanentes y las sobrecargas de uso estáticas.

Las acciones aquí definidas son concomitantes con las acciones permanentes y las sobrecargas de uso.

2.4.2.2.2. Impacto contra elementos de la subestructura del puente. En los puentes ferroviarios situados sobre vías de ferrocarril, los paramentos de las pilas y otros soportes de los tableros situados a menos de cinco metros (5,00 m) del eje de la vía más próxima, deberán soportar las acciones horizontales siguientes:

F_{lk} = $\alpha \cdot 4000$ kN

F_{tk} = $\alpha \cdot 1500$ kN

donde:

F_{lk} y F_{tk} son las acciones indicadas en 2.4.2.2.1, y α es el coeficiente de clasificación definido en 2.3.1.1.

La distancia límite de 5 metros corresponde a un ancho de vía de 1,435 m y a un gálibo de material móvil de anchura 3,15 m. Para otros anchos de vía o gálibos del material, dicha distancia se obtendrá de la expresión (2.5). La transmisión del impacto a otros elementos conectados al que lo recibe requerirá un estudio específico.

También se comprobará que:

- Con la mitad de la capacidad resistente del elemento impactado, el puente es capaz de soportar las acciones permanentes y las sobrecargas de uso.

		$V < 50$ km/h[5]		$V > 50$ km/h	
Elemento	d (m)[3]	F_{lk} (kN)	F_{tk} (kN)	F_{lk} (kN)	F_{tk} (kN)
Directamente expuesto[1]	< 3	$\alpha \cdot 10000$	$\alpha \cdot 3500$	$\alpha \cdot 10000$	$\alpha \cdot 3500$
	[3; 5][4]	$\alpha \cdot 2000$	$\alpha \cdot 750$	$\alpha \cdot 4000$	$\alpha \cdot 1500$
	> 5	0	0	0	0
Indirectamente expuesto[2]	< 3	$\alpha \cdot 4000$	$\alpha \cdot 1500$	$\alpha \cdot 4000$	$\alpha \cdot 1500$
	[3; 5][4]	$\alpha \cdot 2000$	$\alpha \cdot 750$	$\alpha \cdot 4000$	$\alpha \cdot 1500$
	> 5	0	0	0	0

[1] Elementos directamente expuestos son los primeros que reciben el impacto de un tren descarrilado, al no estar protegidos por otro elemento.

[2] Elementos indirectamente expuestos son los protegidos por otro elemento estructural. Los elementos directamente expuestos pueden considerarse indirectamente expuestos siempre que dispongan de un elemento de protección a una distancia máxima de un metro (1,00 m); cuya altura sobre la cabeza del carril más próximo al elemento sea superior a un metro y medio (1,50 m); que sea capaz de soportar las acciones correspondientes a los elementos directamente expuestos; y que disponga en su base de una zona «fusible» que evite la destrucción total de su cimiento y permita su sustitución.

[3] d: Distancia del elemento considerado al eje de vía más próximo. Los valores indicados corresponden a un ancho de vía de 1,435 m y a un gálibo de material móvil de anchura 3,15 m. Para otros anchos de vía b [m] o gálibos del material G [m], en vez de d [m] se adoptará el valor d' [m] definido por:

$$d' = d + b - 1{,}435 + 0{,}5 \cdot (G - 3{,}15) \qquad (2.5)$$

[4] [a; b] significa: $a \leq d \leq b$

[5] V: velocidad de proyecto.

Cuadro 2.17: Valores de F_{lk} y F_{tk}

- Con la tercera parte de la capacidad resistente del elemento impactado, el puente es capaz de soportar las acciones permanentes.

2.4.2.3. Impacto de embarcaciones

En los puentes sobre cursos de agua navegables, se considerarán los efectos de la colisión de una embarcación contra los elementos expuestos de la estructura. Estas acciones dependen de las características geométricas (eslora, manga, calado), masa, deformabilidad y velocidad de la embarcación; de la velocidad de la corriente; de la deformabilidad de la estructura y de los sistemas de defensa que se adopten.

A falta de información específica y salvo que la importancia del tráfico de embarcaciones aconsejen la realización de estudios específicos más detallados, el choque de una embarcación se asimilará a la acción de una carga estática puntual y horizontal, aplicada a una altura de 1,50 m sobre el nivel máximo del agua, de valor:

$$P_k = 0.98\sqrt{TPM}\cdot\frac{V}{8}$$

donde:

P_k : Carga estática equivalente, en [MN].

TPM : Toneladas de peso muerto de la embarcación, en [t] (correspondientes a la carga máxima más el combustible al completo).

V : Velocidad absoluta de la embarcación, en [m/s], es decir, incluyendo la velocidad de la corriente con su signo.

Los efectos locales producidos por el impacto de embarcaciones se asimilarán a la aplicación de una presión, en la zona de impacto, de 1 MPa.

2.4.3. Acciones sísmicas

Las acciones sísmicas a considerar se definen en la "Norma de construcción sismorresistente: puentes (NCSP)".

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

A) Puentes de importancia normal.

Son aquellos cuya destrucción puede ocasionar víctimas o interrumpir un servicio necesario para la colectividad o producir importantes pérdidas económicas, siempre que no se trate de un servicio imprescindible, ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

Se incluyen en este grupo todos los puentes no incluidos entre los de importancia especial.

B) Puentes de importancia especial.

Son aquellos cuya destrucción puede interrumpir un servicio imprescindible tras el terremoto, o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo se incluyen los siguientes:

- Puentes situados en las líneas principales de acceso a grandes núcleos urbanos, incluyendo todos los correspondientes a la malla principal de cercanías de estos núcleos.
- Puentes situados en líneas de gran tráfico que conectan nucleos importantes de población. En general, serán las líneas integradas en la red principal (tipo A), con velocidad igual o superior a 200 km/h.
- Puentes situados en líneas de Alta Velocidad.
- Puentes situados en líneas que constituyen la única conexión ferroviaria entre dos regiones o grandes núcleos urbanos.
- Puentes que soportan otros servicios vitales para la población (conducciones eléctricas, de agua, etc).

2.5. Interacción longitudinal vía–tablero

2.5.1. Principios generales

Las acciones longitudinales que se aplican sobre los carriles (por aceleración o frenado) y las diferencias de deformación entre carriles y tablero (por variación de temperatura, flexión del tablero, fluencia y retracción) producen transferencias de carga (interacción) entre carriles y tablero a través de la estructura soporte de la vía (balasto o placa). Estas transferencias afectan a las solicitaciones del carril y del tablero y a las reacciones de los apoyos.

Cuando no existen aparatos de dilatación del carril entre el puente y sus estribos, las acciones longitudinales de aceleración o frenado se reparten entre los apoyos del puente y el terreno situado más allá del estribo. Asimismo, cualquier diferencia térmica entre carril y tablero o cualquier deformación del tablero se verá restringida por la vía, traduciéndose en acciones longitudinales sobre sus apoyos.

Cuando el carril tiene aparatos de dilatación en los dos extremos del puente, las acciones longitudinales se transmiten íntegramente a sus apoyos. Asimismo, las diferencias de deformación entre carril y tablero también se traducen en acciones sobre los apoyos.

Para la definición de las acciones longitudinales se distinguen tres tipos de estructuras:

a) De un solo vano o continuas de múltiples vanos con un apoyo fijo en un extremo.
b) Continuas de múltiples vanos con un apoyo fijo situado en un punto intermedio del puente.
c) De múltiples vanos isostáticos con apoyo fijo en un extremo de cada uno.

Se define como longitud de dilatación L_T a la distancia entre el centro térmico del puente y el extremo más alejado. A estos efectos se define como centro térmico del puente el punto que no sufre desplazamientos ante un aumento uniforme de la temperatura del mismo. La longitud de dilatación (L_T) será:

- La longitud del puente, en las estructuras de tipo a).
- La distancia entre el apoyo fijo y el extremo más alejado, en las estructuras de tipo b).
- La longitud de cada vano, en las estructuras de tipo c).

Como regla general, para carril soldado sin aparatos de dilatación, la longitud de dilatación no excederá de 60 m en el caso de puentes metálicos con vía sobre balasto, ni de 90 m en el caso de puentes de hormigón o mixtos con vía sobre balasto. Estos límites podrán excederse siempre que se cumplan todos los requisitos especificados en los apartados siguientes.

2.5.2. Bases de cálculo

La interacción via-tablero se analizará mediante modelos numéricos como el de la figura 2.38, que permitan obtener, para las distintas acciones consideradas, la distribución de esfuerzos y los movimientos entre los elementos de la estructura (tableros, pilas, apoyos y terraplenes) y la vía. En su defecto podrán utilizarse los

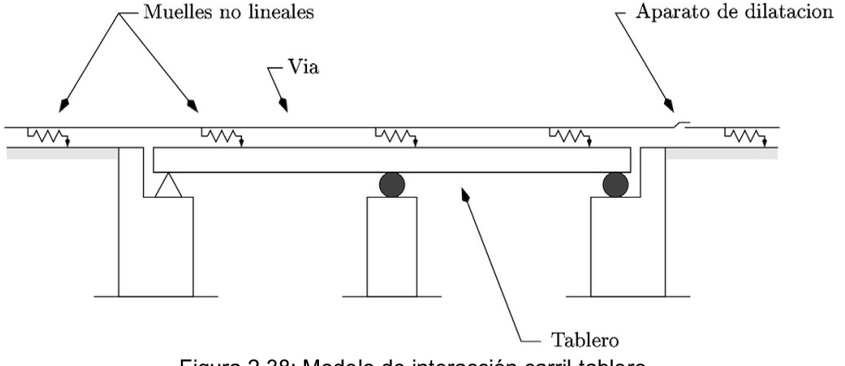


Figura 2.38: Modelo de interacción carril-tablero

métodos simplificados de la ficha UIC 774-3[3]. El comportamiento del modelo dependerá de la resistencia al movimiento relativo entre carril y tablero y de la rigidez de los elementos de la estructura (tablero, cimentación, pilas y apoyos).

La resistencia al movimiento relativo entre carril y tablero se asimila a una fuerza de rozamiento definida por una ley bilineal (figura 2.39), aplicada en sentido contrario a dicho movimiento. Esta ley vendrá determinada por el desplazamiento de plastificación, u_0 y por la resistencia al deslizamiento por unidad de longitud de vía, k

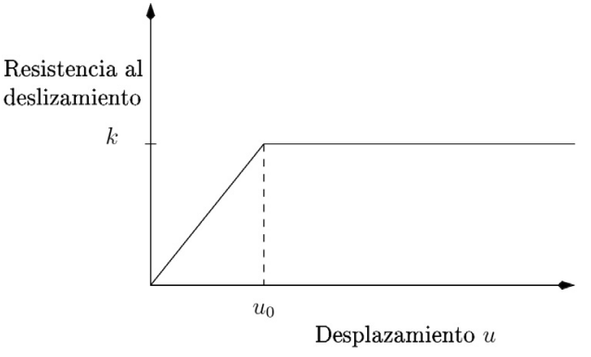


Figura 2.39: Ley de comportamiento de los elementos de conexión entre vía y tablero.

- Para vía sobre balasto con carril tipo UIC54 ó UIC60 se tomará:

  $u_0 = 2$ mm.

  $k = 12$ kN/m, para vía descargada con mantenimiento normal.

  $k = 20$ kN/m, para vía descargada con mantenimiento bueno.

  $k = 60$ kN/m, para vía cargada (sólo en la zona cargada).

- Para vía en placa con carril sujeto con fijaciones clásicas o para vía sobre balasto helado, se tomará:

  $u_0 = 0{,}5$ mm.

  $k = 40$ kN/m, para vía descargada.

  $k = 60$ kN/m, para vía cargada (sólo en la zona cargada).

[3] UIC- Union Internationale des Chemins de Fer. Fiche 774-3R, de febrero de 1999. «Interaction voie/ouvrages d'art. Recommendations pour les calculs»

2.5.3. Acciones a considerar

2.5.3.1. Temperatura

En el análisis de la interacción entre vía y tablero se considerarán las siguientes variaciones de temperatura respecto a la temperatura de liberación del carril, que es aquella a la cual se fija éste.

- Variación máxima de la temperatura uniforme anual del tablero definida en 2.3.9. de $\pm 35^{\circ}$C.
- Variación máxima de la temperatura de los carriles de $\pm 50^{\circ}$C.
- Variación máxima de la temperatura de los carriles respecto a la de la estructura de $\pm 20^{\circ}$C.

En el caso de carriles soldados sin aparatos de dilatación, la variación de temperatura de los carriles no produce movimientos por sí sola, por lo que ésta no se tendrá en cuenta.

En el caso de existir aparatos de dilatación, se tendrán en cuenta las variaciones de temperatura específicas de carriles y estructura (manteniendo los límites especificados).

2.5.3.2. Acciones de frenado y arranque

Se considerarán las acciones especificadas en 2.3.2.1. Cuando existan aparatos de dilatación del carril en ambos extremos del puente, se aplicará la carga correspondiente a la longitud del puente. En el caso de carril continuo en uno o en los dos extremos del puente, se podrá hacer un estudio específico para determinar la longitud del carril cargado a considerar. Si existe alguna junta intermedia en el carril, se aplicará la carga correspondiente a la parte de vía continua que dé lugar a la situación más desfavorable en el elemento estructural a comprobar.

2.5.3.3. Otras acciones

Se considerará cualquier acción que produzca un desplazamiento longitudinal en la fibra superior del extremo del tablero. En particular: fluencia, retracción, acciones térmicas en el tablero y en las pilas, y flexión del tablero debido a las sobrecargas de uso.

2.5.4. Comprobaciones exigidas por la vía

A continuación se indican las comprobaciones a realizar en situación de servicio, para mantener la seguridad y la funcionalidad de la vía. Las comprobaciones 1 y 2 se refieren al carril; las restantes corresponden a desplazamientos del tablero en las juntas. Estas últimas son en realidad limitaciones correspondientes a E.L.S., aunque se han incluido en este apartado por su estrecha relación con la vía.

En caso de no cumplirse alguna de las limitaciones siguientes, se cambiará el esquema o la situación de los apoyos fijos, las juntas de dilatación del tablero o los aparatos de dilatación de las vías.

a) Tensiones en el carril

1. Las tensiones adicionales máximas en los carriles debidas a la interacción vía-tablero por las acciones de temperatura, frenado y arranque se limitan 72 MPa en compresión y a 92 MPa en tracción. En el caso de carril continuo sin aparatos de dilatación, este incremento se calculará respecto a la tensión del carril a una distancia suficientemente alejada del puente para no verse afectada por las perturbaciones de la estructura.

   Estos valores corresponden a un carril tipo UIC60, de resistencia mínima 900 MPa, situado en una curva de radio mínimo 1500 m y con un espesor mínimo de balasto de 30 cm bajo traviesa. Para condiciones distintas, el proyectista determinará los valores más adecuados, que deberá justificar convenientemente.

b) Desplazamientos

2. El desplazamiento máximo relativo (δ_1) entre el carril y el tablero o la plataforma del estribo, debido a las acciones de frenado y/o arranque, será de 4 mm.

3. En las juntas entre tableros o entre tablero y estribo, el desplazamiento máximo longitudinal relativo (δ_2) entre los dos bordes de la junta, debido a las acciones de frenado y/o arranque, será:

   - 5 mm, si el carril es continuo en las proximidades de la junta.
   - 30 mm, si existe aparato de dilatación en la vía o ésta tiene carril con juntas.

   No se tienen en cuenta en esta limitación los efectos de flexión originados por la excentricidad vertical de las acciones de frenado y /o arranque, respecto del centro de gravedad de la sección del tablero. Estos efectos se consideran en el apartado siguiente.

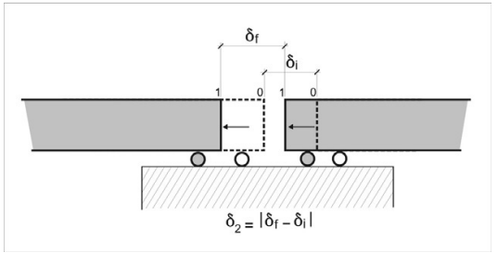


Figura 2.40: Desplazamiento máximo longitudinal relativo (δ_2) entre los dos bordes de la junta

4. En las juntas entre tableros o entre tablero y estribo, con carril continuo, el desplazamiento máximo relativo (δ_3) (abertura o cierre) entre los dos bordes de la junta, en la cara superior del tablero, debido a las flexiones causadas por las cargas verticales así como a las originadas por las cargas de frenado y/o arranque, será de 8 mm. En tableros con varias vías, el tren de cargas se aplicará como máximo en dos vías.

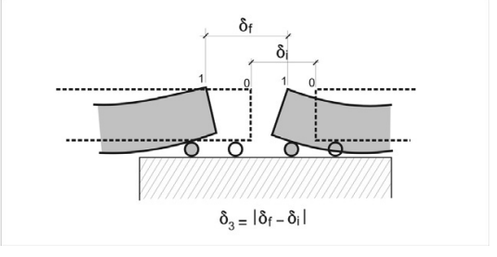


Figura 2.41: Desplazamiento máximo relativo (δ_3) entre los dos bordes de la junta

5. En las juntas entre tableros o entre tablero y estribo, el resalto máximo relativo (δ_4) entre los dos bordes de la junta, en dirección perpendicular al plano medio de rodadura, será de 3 mm para una velocidad de proyecto V ≤ 160 km/h y de 2 mm para V > 160 km/h. Este desplazamiento se calculará con las sobrecargas de uso definidas en 2.3.1 y 2.3.2 y las acciones térmicas. En el caso de vía sin balasto en uno o en ambos lados de la junta, será necesario un estudio específico en función del tipo de carril y de las características de la sujeción. En tableros con varias vías, el tren de cargas se aplicará como máximo en dos vías.

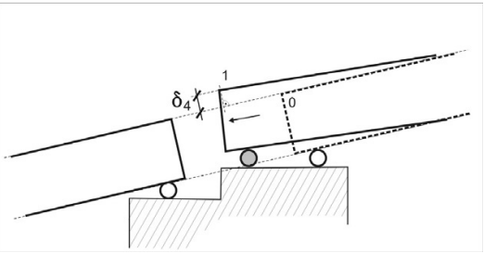


Figura 2.42: Resalto máximo relativo (δ_4) entre los dos bordes de la junta

Se recomienda evitar los aparatos de dilatación de vía, pero será necesario introducirlos si se sobrepasan los límites de tensiones, desplazamientos o giros fijados anteriormente, o si la variación media diaria de la longitud de dilatación del tablero es superior a 13 mm. En el caso de juntas entre tableros, este límite se aplicará a la suma de longitudes dilatables entre centros térmicos adyacentes. Para llevar a cabo esta comprobación se supondrá que la variación diaria de la temperatura media en tableros de hormigón es de 5°C.

Capítulo 3

Valores representativos de las acciones

El valor representativo de una acción es el utilizado para la comprobación de los Estados Límite.

Cada acción podrá tener uno o varios valores representativos.

3.1. Acciones permanentes de valor constante (G)

Para las acciones definidas en 2.1, se considerará un único valor representativo, coincidente con su valor característico G_k. Se exceptúan los pesos del balasto y, en su caso, de las canalizaciones de servicios, para los que se considerarán dos valores representativos, $G_{k,sup}$ y $G_{k,inf}$, definidos en 2.1.2.

3.2. Acciones permanentes de valor no constante (G^*)

1. Acciones originadas por presolicitaciones: Para las acciones definidas en 2.2.1 y 2.2.2, se considerará un único valor representativo, coincidente con su valor característico $P_{k,t}$, correspondiente al instante t en el que se realiza la comprobación.

2. Reológicas: Para las acciones definidas en 2.2.3, se considerará un único valor representativo, coincidente con su valor característico $R_{k,t}$, correspondiente al instante t en el que se realiza la comprobación.

3. Acciones del terreno: Para las acciones definidas en 2.2.4 se considerará lo siguiente:

   - Peso del terreno sobre elementos horizontales de la estructura: Se considerará un único valor representativo, coincidente con su valor característico.
   - Empuje del terreno sobre elementos verticales de la estructura: Su valor representativo se obtendrá de acuerdo con lo expuesto en 2.2.4.

4. Asientos del terreno de cimentación: Su valor representativo se obtendrá de acuerdo con lo expuesto en 2.2.5.

3.3. Acciones variables (Q)

Para el tren de cargas de fatiga definido en 2.3.3 se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico de dicha acción.

Para el resto de las acciones variables se considerarán los siguientes valores representativos:

- Valor característico, Q_k : Es el valor de la acción cuando actúa aislada-mente. Su valor se define en 2.3.
- Valor de combinación, $\Psi_0 Q_k$: Es el valor de la acción cuando actúa con alguna otra acción variable. Tiene en cuenta la pequeña probabilidad de que actúen simultáneamente los valores más desfavorables de varias acciones independientes.
- Valor frecuente, $\Psi_1 Q_k$: Es el valor de la acción que es sobrepasado durante un período de corta duración frente a la vida útil del puente (5% del tiempo). Corresponde a un período de retorno de una semana.
- Valor cuasipermanente, $\Psi_2 Q_k$: Es el valor de acción que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del puente ($\geq 50\%$ % del tiempo), o bien el valor medio.

Los valores de los coeficientes Ψ_i son los recogidos en el cuadro 3.1.

Acciones	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Cargas de tráfico	0,8	(1)	0
Resto de acciones variables	0,6	0,5	0,2

(1) Adopta los siguientes valores:
0,80 con una vía cargada.
0,60 con dos vías cargadas simultáneamente.
0,40 con tres o más vías cargadas simultáneamente.

Cuadro 3.1: Valores de los coeficientes Ψ_i .

3.4. Acciones accidentales (A)

Para las acciones accidentales se considerará un único valor representativo, coincidente con su valor característico A_k, definido en 2.4.

Capítulo 4

Valores de cálculo de las acciones

El valor de cálculo de cada acción se obtendrá multiplicando su valor representativo, definido en el capítulo anterior, por su correspondiente coeficiente parcial de seguridad, γ_F .

4.1. Estados Límite Últimos (E.L.U.)

Se adoptarán los coeficientes parciales de seguridad γ_F , recogidos en el cuadro 4.1. Se exceptúa la acción del tren de cargas para fatiga, cuyos valores, al depender su comprobación resistente del material, se tomarán de las normas e instrucciones para el proyecto de las estructuras correspondientes.

TIPO DE ACCIÓN		*Situación persistente o transitoria*		*Situación accidental*	
		Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente de valor constante (1) (2)		γ_G = 1,00	γ_G = 1,35	γ_G = 1,00	γ_G = 1,00
Permanente de valor no constante	Pretensado P_1 (3)	γ_{G^*} = 1,0	γ_{G^*} = 1,0	γ_{G^*} = 1,0	γ_{G^*} = 1,0
	Pretensado P_2 (4)	γ_{G^*} = 1,00	γ_{G^*} = 1,35	γ_{G^*} = 1,00	γ_{G^*} = 1,00
	Otra presolicitación (3)	γ_{G^*} = 0,95	γ_{G^*} = 1,05	γ_{G^*} = 1,00	γ_{G^*} = 1,00
	Reológica	γ_{G^*} = 1,00	γ_{G^*} = 1,35	γ_{G^*} = 1,00	γ_{G^*} = 1,00
	Acción o asiento del terreno	γ_{G^*} = 1,00	γ_{G^*} = 1,50	γ_{G^*} = 1,00	γ_{G^*} = 1,00
Variable		γ_Q = 0,00	γ_Q = 1,50	γ_Q = 0,00	γ_Q = 1,00
Accidental		–	–	γ_A = 1,00	γ_A = 1,00

Cuadro 4.1: Valores de los coeficientes parciales de seguridad γ_F para los Estados Límite Últimos

(1) CRITERIO 1: En situaciones persistentes o transitorias, los coeficientes $\gamma_G = 1{,}0$ y $\gamma_G = 1{,}35$ se aplicarán a la totalidad de la acción, según su efecto sea favorable o desfavorable.

CRITERIO 2: A veces, durante la construcción, el comportamiento de la estructura puede ser muy sensible a variaciones en la distribución de la acción permanente a lo largo de la estructura, creando desequilibrios en la misma. En ese caso, las componentes favorables y desfavorables de la acción se consideran como acciones independientes, aplicándose coeficientes γ_G distintos para cada una de ellas:

- Para la parte favorable de la acción, $\gamma_{G1} = 0{,}9$
- Para la parte desfavorable de la acción, $\gamma_{G2} = 1{,}1$

Los valores anteriores podrán reemplazarse por: $\gamma_{G1} = 0{,}95$ y $\gamma_{G2} = 1{,}05$ siempre que, durante la construcción se dispongan sistemas de control de la estructura que permitan conocer el desequilibrio real, y adoptar las medidas correctoras para mantenerlo dentro de unos límites que garanticen la seguridad de los elementos estructurales afectados por la acción. Los sistemas de control estarán definidos y valorados en el proyecto, de forma que sea preceptiva su instalación y utilización en la obra. Además, se incluirá una descripción detallada de las medidas correctoras a adoptar en cada caso.

En el cálculo se adoptará el resultado más desfavorable obtenido aplicando los dos criterios anteriores (1 y 2).

(2) Cuando parte del peso propio se compense con el pretensado P_2, se aplicará la nota(4).

CRITERIO 3: Para las cargas muertas del balasto y de las canalizaciones de servicios, se considerará:

- El valor representativo inferior $G_{k,inf}$ ponderado por $\gamma_G = 1{,}0$, cuando su efecto sea favorable.
- El valor representativo superior $G_{k,sup}$ ponderado por $\gamma_G = 1{,}35$, cuando su efecto sea desfavorable.

CRITERIO 4: Cuando el comportamiento de la estructura pueda ser muy sensible a la variación de las cargas muertas del balasto y de las canalizaciones de servicios de una a otra parte de la estructura, se considerará:

- Para la parte favorable de la acción: $G_{k,inf} \cdot \gamma_{G1}$ con $\gamma_{G1} = 0{,}9$
- Para la parte desfavorable de la acción: $G_{k,sup} \cdot \gamma_{G2}$ con $\gamma_{G2} = 1{,}1$

En el cálculo se adoptará el resultado más desfavorable obtenido aplicando los dos criterios anteriores (3 y 4).

(3) Se considerará la acción hiperestática producida por el pretensado, según lo indicado en 2.2.1 y 2.2.2, teniendo en cuenta el valor de la fuerza de pretensado $P_{k,t}$ en el instante t en que se realiza la comprobación, aplicando los coeficientes parciales de seguridad aquí indicados.

(4) Se considerará:

CRITERIO 5: En general, para la acción de pretensado P_2 ,se aplicarán los coeficientes del cuadro 4.1, coincidentes con los de las acciones permanentes a contrarrestar.

- CRITERIO 6: Se considerará:
  Para la acción de Pretensado P_2 : $\gamma_{G^*2} = 0{,}95$
  Para la acción permanente contrarrestada con P_2: $\gamma_{G1}=1{,}05$
- CRITERIO 7: Se considerará:
  Para la acción de Pretensado P_2 : $\gamma_{G^*2} = 1{,}05$
  Para la acción permanente contrarrestada con P_2 : $\gamma_{G1} = 0{,}95$

En el cálculo se adoptará el resultado más desfavorable de los los tres criterios anteriores (5, 6 y 7).

Los criterios 6 y 7 no serán aplicables en tableros cuya flexibilidad sea tal que un desequilibrio entre las acciones mencionadas produzca deformaciones apreciables que puedan ser detectadas y corregidas mediante un adecuado control. Este hecho deberá ser debidamente justificado por el proyectista.

4.2. Estados Límite de Servicio (E.L.S.)

Se adoptarán los coeficientes parciales de seguridad γ_F , recogidos en el cuadro 4.2.

TIPO DE ACCIÓN		*Situación persistente o transitoria*	
		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente de valor constante		γ_G = 1,00	γ_G = 1,00
Permanente de valor no constante	Pretensado P_1 Armaduras postesas	γ_{G^*} = 0,90	γ_{G^*} = 1,10
	Pretensado P_1 Armaduras pretesas	γ_{G^*} = 0,95	γ_{G^*} = 1,05
	Pretensado P_2	γ_{G^*} = 1,00	γ_{G^*} = 1,00
	Otra presolicitación	γ_{G^*} = 1,00	γ_{G^*} = 1,00
	Reológica	γ_{G^*} = 1,00	γ_{G^*} = 1,00
	Acción o asiento del terreno	γ_{G^*} = 1,00	γ_{G^*} = 1,00
Variable		γ_Q = 0,00	γ_Q = 1,00

Cuadro 4.2: Valores de los coeficientes parciales de seguridad γ_F para Estados Límites de Servicio

4.2.1. Criterios funcionales referentes a deformaciones y vibraciones

Estos criterios, junto con algunas de las comprobaciones indicadas en 2.5.4, establecen limitaciones en las deformaciones dinámicas y aceleraciones de los tableros de puentes para asegurar que la rodadura de los vehículos ferroviarios se realice en condiciones adecuadas de seguridad y confort para los usuarios.

Aunque no son acciones, se incluyen en la Instrucción por su relación con las acciones bajo las que deben ser comprobadas.

Las limitaciones se agrupan en dos tipos:

- Ligadas a la seguridad de la circulación. Garantizan la conservación de la geometría y de la continuidad de la vía y el contacto entre rueda y carril. Es el caso de:
  - Aceleración vertical del tablero.
  - Alabeos del tablero y total.
  - Deformación vertical del tablero.
  - Deformación horizontal del tablero.
  - Vibración transversal del tablero.
  - Giro transversal del tablero.

- Ligadas al confort de los usuarios. Es el caso de:
  - Deformación vertical del tablero en función de la velocidad de proyecto de la línea.

Además, se comprobará que con las deformaciones producidas el material de la estructura permanece en el rango elástico.

Las limitaciones de los apartados siguientes tienen en cuenta el hecho de que algunos efectos de las acciones (asientos en cimentación, efectos de la fluencia, etc.) se reducen o eliminan con el mantenimiento de la vía.

Se prestará atención especial a las estructuras provisionales por su mayor flexibilidad.

4.2.1.1. Estados Límite para la seguridad del tráfico

En este apartado se establecen limitaciones para las aceleraciones y deformaciones dinámicas máximas del tablero.

Para el cálculo de las deformaciones de los apartados 4.2.1.1.2 a 4.2.1.1.6, se utilizarán las sobrecargas de uso ferroviarias (trenes tipo o reales) afectadas por su coeficiente de impacto correspondiente.

Para velocidades de proyecto $V > 120$ km/h y $\alpha > 1$ (2.3.1.1) se considerará $\alpha = 1$. Independientemente se verificará la limitación para V=120 km/h con el valor de α correspondiente.

Para velocidades de proyecto $V > 220$ km/h se considerará el tránsito de trenes a velocidades de circulación, tanto superiores como inferiores a dicho límite, seleccionando el efecto dinámico más desfavorable. Ello requerirá la realización de un cálculo dinámico con los trenes de carga HSLM definidos en el apéndice C.1, según se indica en B.2.4 o B.2.5.

4.2.1.1.1. Aceleración vertical del tablero. La aceleración máxima (a_{max}) del tablero cumplirá:

a_{max} ≤ 0,35g en puentes de vía con balasto.

a_{max} ≤ 0,5g en puentes de vía sin balasto.

Esta comprobación se realizará cuando exista riesgo de resonancia, es decir, para velocidades de proyecto $V > 220$ km/h. También se realizará para trenes con $v < 220$ km/h en tipologías de puentes no convencionales (según se define en B.2.1.1), haciendo en este caso el cálculo dinámico con trenes reales según B.2.2.3.

Para obtener la aceleración máxima vertical del tablero se realizará un cálculo dinámico con los trenes de cargas definidos en el apéndice C. Para velocidades de proyecto km/h se utilizarán los trenes de cargas HSLM del apéndice C.1.

Para las tipologías de puentes no convencionales con velocidades de paso $v \leq 220$ km/h se utilizarán adicionalmente los definidos en el apéndice C.3.

Para este cálculo se considerarán los modos de vibración con frecuencias menores de 30 Hz, o del doble de la primera frecuencia propia, tomando el mayor de ambos límites. En puentes con más de una vía, se considerará una sóla vía cargada, en la situación más desfavorable.

4.2.1.1.2. Alabeos del tablero y total. La comprobación del alabeo del tablero se realizará con las sobrecargas de uso definidas en 2.3.1 y 2.3.2.

El máximo alabeo del tablero t, medido entre dos secciones separadas 3 m (figura 4.1), cumplirá:

$t \leq 4{,}5\beta$ mm/3m (para $v \leq 120$ km/h)
$t \leq 3{,}0\beta$ mm/3m (para $120 < v \leq 220$ km/h)
$t \leq 1{,}5\beta$ mm/3m (para $v > 220$ km/h)

donde:

$\beta = 1.78r^2/(r+0{,}5)^2$.

r : Distancia entre apoyos de ruedas de un eje ferroviario en [m]. Puede tomarse igual al ancho de vía (s) (Apéndice D.1) incrementado en 0,065 m.

v : Velocidad del tren, en [km/h].

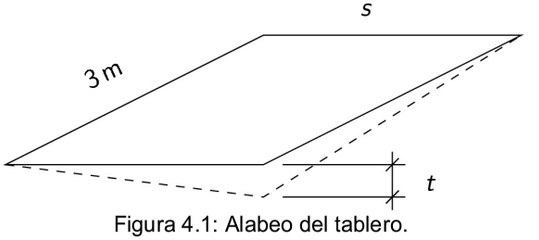


Figura 4.1: Alabeo del tablero.

La comprobación del alabeo total, suma del de la vía en curva más el del tablero, se realizará con las sobrecargas de uso, las acciones térmicas y de viento. El alabeo total, medido entre dos secciones separadas 3 m, cumplirá:

$t_{total} \leq 7.5\beta$mm/3m.

En el caso de puentes con más de una vía, se considerarán cargadas una o dos vías, según resulte más desfavorable.

4.2.1.1.3. Deformación vertical del tablero. Las comprobaciones de este apartado se realizarán en el eje de cada vía, con las sobrecargas de uso definidas en 2.3.1 y 2.3.2 y con las acciones térmicas.

Se establecen las siguientes limitaciones:

a) El radio de curvatura vertical de la vía en cualquier punto, obtenido como suma del correspondiente al perfil longitudinal inicial, más el debido a la deformación vertical del tablero, será compatible con la velocidad de proyecto de la línea.

b) La flecha total máxima del tablero será menor o igual que $L/600$, siendo L la longitud total del puente o la de cada vano.

c) El giro vertical máximo del tablero en sus apoyos, cumplirá:

c.1 Vías sobre balasto:

- En la junta entre tablero y estribo $\theta \leq 6.5 \cdot 10^{-3} rad$.
- En la junta entre dos tableros consecutivos $\theta_1 + \theta_2 \leq 10 \cdot 10^{-3} rad$.

c.2 Vías con balasto a un lado de la junta y sin balasto al otro lado:

- En la junta entre tablero y estribo $\theta \leq 5 \cdot 10^{-3}$ rad.
- En la junta entre dos tableros consecutivos $\theta_1 + \theta_2 \leq 5 \cdot 10^{-3}$ rad.

Para vía sin balasto a ambos lados de la junta, el giro máximo admisible se determinará mediante un estudio específico, que deberá ser aprobado por la Administración.

Para las tres comprobaciones anteriores (a, b y c), en los puentes con más de una vía, se considerarán cargadas una o dos vías, según resulte más desfavorable.

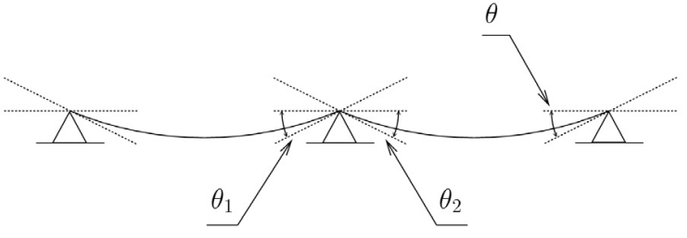


Figura 4.2: Giros en apoyos.

4.2.1.1.4. Deformación horizontal del tablero. Las comprobaciones de este apartado se realizarán con las sobrecargas de uso definidas en 2.3.1 y 2.3.2, las cargas de viento y las acciones térmicas.

Se establecen las siguientes limitaciones:

- El giro horizontal máximo del tablero respecto al estribo (θ_H), según un eje vertical, cumplirá las limitaciones del cuadro 4.3. En el apoyo entre dos tableros consecutivos, las limitaciones se aplicarán al giro relativo entre ambos.

- El radio de curvatura horizontal (R) producido por las cargas de uso cumplirá las limitaciones del cuadro 4.3. En primera aproximación puede considerarse que, en un segmento del tablero de longitud L, una deformación transversal relativa δ_h, produce un radio de curvatura:

$$R = \frac{L^2}{8\delta_h}$$

Debe tenerse en cuenta que L no tiene porqué coincidir con un vano del tablero, sino que será el segmento en el cual se produzca el efecto más desfavorable.

La deformación horizontal incluye la deformación del tablero del puente y de la subestructura (incluyendo pilas, pilotes y cimientos). Se comprobará adicionalmente que la curvatura total de la vía, obtenida como suma de la correspondiente al trazado de la vía, más la debida a las cargas de uso, origina una curvatura total admisible para la velocidad de la línea.

Velocidad del tren [km/h]	*Giro horizontal máximo* (ϑ_H)	*Radio de curvatura horizonal mínimo (R)*	
		Tablero simple	Puente multi-tablero
$v \leq 120$	0,0035 rad	1700 m	3500 m
$120 < v \leq 220$	0,0020 rad	6000 m	9500 m
$v > 220$	0,0015 rad	14000 m	17500 m

Cuadro 4.3: Máxima variación angular y mínimo radio de curvatura

Para asegurar la continuidad transversal de la geometría de la vía, los tableros y apoyos se proyectarán de manera que no exista desplazamiento transversal relativo entre el extremo de tablero y el estribo o entre los extremos de dos tableros consecutivos.

En el caso de puentes con más de una vía, se considerarán cargadas una o dos vías, según resulte más desfavorable.

4.2.1.1.5. Vibración transversal del tablero. Para evitar fenómenos de resonancia lateral en los vehículos se comprobará que, en cualquier vano del puente, la primera frecuencia propia de vibración por flexión transversal del tablero (no cargado), considerado como un elemento aislado (independiente de la subestructura),no será inferior a 1.2 Hz.

Además, para que la vibración transversal del tablero sea de pequeña amplitud, el desplazamiento máximo transversal relativo entre dos puntos cualesquiera de un vano, por deformación lateral de éste, según un eje horizontal perpendicular al eje del tablero, será de 6 mm. Para esta comprobación se tendrá en cuenta la deformación de la sección, tanto por flexión como por alabeo o torsión, bajo la acción de la fuerza de lazo definida en 2.3.2.3 combinada, exclusivamente, con las sobrecargas de uso definidas en 2.3.1. En puentes con más de una vía, sólo se considerará cargada una de ellas.

4.2.1.1.6. Giro transversal del tablero. Esta comprobación se realizará en el eje de cada vía, con las sobrecargas de uso definidas en 2.3.1 y 2.3.2, las cargas de viento y el efecto de las acciones térmicas.

El giro de cualquier sección transversal del tablero (θ_t) alrededor de un eje longitudinal, cumplirá:

$\theta_t \leq 0{,}0040$ rad (para $v \leq 120$ km/h)

$\theta_t \leq 0{,}0027$ rad (para $120 < v \leq 220$ km/h)

$\theta_t \leq 0{,}0013$ rad (para $220 < v \leq 350$ km/h)

En el caso de puentes con más de una vía, se considerarán cargadas una o dos vías, según resulte más desfavorable.

4.2.1.2. Estados límite para el confort de los usuarios

El nivel de confort de los pasajeros es función de la aceleración vertical máxima b_v en el interior del tren, según lo indicado en el cuadro 4.4.

Nivel de confort	*Aceleración vertical b_v*
Muy bueno	$\leq 1{,}0\ m/s^2$
Bueno	$\leq 1{,}3\ m/s^2$
Aceptable	$\leq 2{,}0\ m/s^2$

Cuadro 4.4: Niveles de confort

Para asegurar dichos niveles de confort, se limitarán las deformaciones verticales máximas (δ) de los tableros, en función de la longitud del vano (L) y de la velocidad de proyecto (V).

La comprobación de las deformaciones verticales se realizará en el eje de la vía, y con las sobrecargas de uso definidas en 2.3.1 y 2.3.2, afectadas por su coeficiente de impacto correspondiente.

Para velocidades de proyecto $V > 120$ km/h y $\alpha > 1$ (2.3.1.1) se considerará $\alpha = 1$; independientemente se verificará la limitación para $V = 120$ km/h con el valor de α correspondiente.

En puentes de varias vías, se considerará una única vía cargada.

En la fig 4.3 se definen los valores mínimos de L/δ —cociente entre la longitud del vano y la deformación vertical máxima— para un nivel de confort «muy bueno» ($b_v = 1.0$ m/s^2). Para niveles de confort inferiores (aceleraciones b_v mayores) se reducirán los valores del cuadro dividiéndolos por el valor de dicha aceleración b_v [m/s^2].

En función de la tipología del puente, se establecen las siguientes limitaciones:

- Estructuras isostáticas, con tres o más vanos: Se utilizarán los valores de L/δ de la figura 4.3.
- Estructuras hiperestáticas con tres o más vanos: Se utilizarán los valores de L/δ de la figura 4.3, multiplicados por un coeficiente reductor de $0{,}9$.
- Estructuras con menos de tres vanos (isostáticos o continuos): Se utilizarán los valores de L/δ de la figura 4.3, multiplicados por un coeficiente reductor de $0{,}7$.

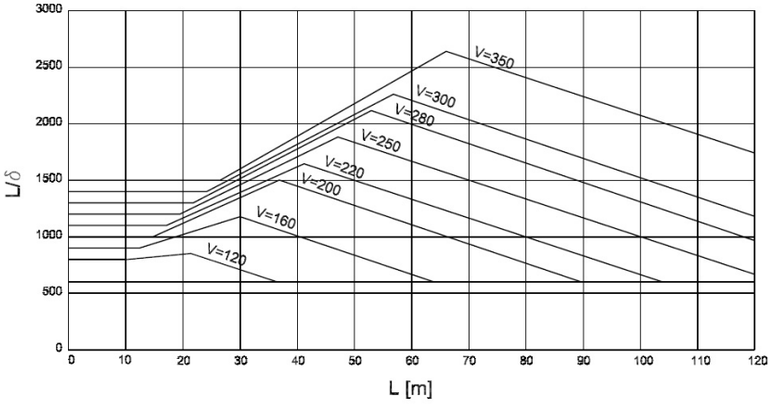


Figura 4.3: Valores mínimos del cociente entre la luz del vano (L) y la deformación vertical máxima (δ) por condiciones de confort de los viajeros, en función de la velocidad de proyecto V . Estructura isostática con $n \geq 3$ vanos; $b_v = 1{,}0 m/s^2$

Para vanos de longitud superior a 120 m el proyectista realizará un estudio específico.

En estructuras provisionales la Administración podrá admitir el uso de otros valores límite de las deformaciones verticales, previa propuesta debidamente justificada por el proyectista.

Capítulo 5

Combinación de acciones

Las hipótesis de carga a considerar se obtendrán combinando los valores de cálculo de las acciones cuya actuación pueda ser simultánea, según las indicaciones de este capítulo.

5.1. Estados Límite Últimos

5.1.1. Situaciones persistentes o transitorias

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones, excepto en Estado Límite de fatiga, se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\sum_{i\geq 1}\gamma_{G,i}G_{k,i}+\sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j}+\gamma_{Q,1}Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\Psi_{0,i}Q_{k,i}$$

donde:

$G_{k,i}$: Valor representativo de cada acción permanente de valor constante.

$G^*_{k,j}$: Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.

$Q_{k,1}$: Valor característico de la acción variable dominante.

$\Psi_{0,i}Q_{k,i}$: Valores de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.

El valor característico de la acción variable correspondiente al tren de cargas ferroviario se obtendrá según lo especificado en 2.3.1 y 2.3.2.

Se realizarán tantas hipótesis o combinaciones como sea necesario, considerando, en cada una de ellas, una de las acciones variables como dominante y el resto como concomitantes.

Para tener en cuenta los efectos de interacción longitudinal carril–tablero, se considerarán como acciones variables las descritas en 2.5.3.

5.1.2. Situaciones accidentales

Se distinguirán dos tipos de situaciones accidentales:

1. Situaciones accidentales sin sismo

Son las provocadas por choques de vehículos, locomotoras, barcos, etc., contra elementos del puente.

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\sum_{i\geq 1}\gamma_{G,i}G_{k,i}+\sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j}+\gamma_A A_k+\gamma_{Q,1}\Psi_{1,1}Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\Psi_{2,i}Q_{k,i}$$

donde:

$G_{k,i}$: Valor representativo de cada acción permanente de valor constante.

$G^*_{k,j}$: Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.

$\Psi_{1,1}Q_{k,1}$: Valor frecuente de la acción variable dominante.

$\Psi_{2,i}Q_{k,i}$: Valores cuasipermanentes de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante y la acción accidental.

A_k : Valor característico de la acción accidental.

El valor característico de la acción variable correspondiente al tren de cargas ferroviario se obtendrá según lo especificado en 2.3.1 y 2.3.2.

Se realizarán tantas hipótesis o combinaciones como sea necesario, considerando, en cada una de ellas, una de las acciones variables como dominante y el resto como concomitantes.

Para tener en cuenta los efectos de interacción longitudinal carril–tablero, se considerarán como acciones variables las descritas en 2.5.3.

2. Situaciones accidentales de sismo

Son las provocadas por la acción sísmica.

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\sum_{i\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}+\sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j}+\gamma_A A_{E,k}+\gamma_{Q,1}\Psi_{2,1}Q_{k,1}$$

donde:

$G_{k,i}$: Valor representativo de cada acción permanente de valor constante.

$G^*_{k,j}$: Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.

$\Psi_{2,1}Q_{k,1}$: Valor cuasipermanente de la acción relativa a la sobrecarga de uso, obtenida según lo especificado en 2.3.1 y 2.3.2.

$A_{E,k}$: Valor característico de la acción sísmica.

5.1.3. Fatiga

Debido a la dependencia de la acción con el comportamiento del material de la estructura, la comprobación del E.L.U. de fatiga se realizará según lo indicado en las normas e instrucciones para el proyecto de las estructuras correspondientes

5.2. Estados Límite de Servicio

Para estos estados se considerarán únicamente las situaciones persistentes y transitorias, excluyéndose las accidentales.

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

- Combinación característica (poco probable o rara):

$$\sum_{i\geq 1}\gamma_{G,i}G_{k,i} + \sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j} + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\Psi_{0,i}Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente:

$$\sum_{i\geq 1}\gamma_{G,i}G_{k,i} + \sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j} + \gamma_{Q,1}\Psi_{1,1}Q_{k,1} + \sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\Psi_{2,i}Q_{k,i}$$

- Combinación cuasipermanente:

$$\sum_{i\geq 1}\gamma_{G,i}G_{k,i} + \sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j} + \sum_{i\geq 1}\gamma_{Q,i}\Psi_{2,i}Q_{k,i}$$

El valor característico de la acción variable correspondiente al tren de cargas ferroviario se obtendrá según lo especificado en 2.3.1 y 2.3.2.

Se realizarán tantas hipótesis o combinaciones como sea necesario, considerando, en cada una de ellas, una de las acciones variables como dominante y el resto como concomitantes.

Para tener en cuenta los efectos de interacción longitudinal carril–tablero, se considerarán como acciones variables las descritas en 2.5.3 y se realizarán las comprobaciones relativas a la vía especificadas en 2.5.4.

Para garantizar la funcionalidad de la estructura en relación con las deformaciones y las vibraciones se comprobará que las hipótesis de carga cumplen lo indicado en 4.2.1.

Capítulo 6

Pruebas de carga

Todo puente de luz igual o superior a 10 m, proyectado según esta Instrucción, será sometido a las preceptivas pruebas de carga antes de su puesta en servicio definitiva, de acuerdo con la vigente ”Instrucción sobre inspecciones técnicas en los puentes de ferrocarril (ITPF)”.

Las pruebas de carga serán siempre estáticas y dinámicas.

Cuando el comportamiento de la estructura, determinado a través de las pruebas de carga, difiera del previsto en el proyecto, se procederá a revisar este último para hacerlo concordar con los resultados de las pruebas, corrigiendo, en su caso, las hipótesis de cálculo adoptadas.

Apéndice A

Definiciones

Acción: Es toda causa capaz de originar una solicitación o un efecto en la estructura, o en alguno de sus elementos.

Acera: Zona del tablero del puente destinada al tránsito de peatones.

Alcantarilla: Obra pequeña de paso de una luz comprendida entre 1 y 3 m, y que soporta la vía férrea.

Aleta: Elemento del estribo que contiene lateralmente el terraplén, evitando que sus taludes invadan el obstáculo inferior que el puente salva.

Ancho de vía: Distancia mínima entre las caras activas interiores de las cabezas de los carriles, medida a 15 mm por debajo del plano de rodadura.

Andén: Acera que se dispone en las estaciones para permitir a los viajeros la entrada y salida de los trenes.

Apoyo: Elemento que sustenta una estructura o una parte de ella.

Arco: Elemento estructural, de directriz curva, destinado a salvar un vano.
Balasto: Grava de naturaleza rocosa sobre la que asientan las traviesas

Banqueta: Capa de balasto extendida bajo las traviesas que envuelve, además, sus extremos y caras laterales.

Barandilla: Antepecho compuesto, generalmente, de balaustres y barandales de poco espesor, para evitar la caída de personas.

Caño: Obra pequeña de paso constituida por un tubo de sección circular de diámetro no superior a 1 m, con objeto de desaguar pequeños caudales de agua.

Carril: Elemento lineal de acero utilizado para el soporte y guiado del material rodante, así como para transmitir las corrientes eléctricas de retorno de las instalaciones de electrificación y de señalización.

Cimentación: Elemento de la estructura que transmite las cargas al terreno.

Cuñas de transición: Zona de transición de rigidez en el terraplén situado junto al estribo de una estructura, formada por cuñas de un material granular especialmente seleccionado.

Dispositivo de apoyo: Dispositivo destinado a transmitir las acciones de sustentación en el apoyo.

Efecto lazo: Movimiento transversal y alternativo del eje de un vehículo ferroviario, producido por el avance relativo de una rueda respecto a la otra al recorrer radios de giro diferentes, debido a la conicidad de las llantas.

Encepado: En el caso de cimentaciones profundas, macizo de hormigón que transmite las cargas a los pilotes.

Entreeje: Distancia mínima horizontal entre los ejes de dos vías contiguas.

Estribo: Estructura de soporte del extremo de un puente que permite la conexión entre estructura y terraplén, dando continuidad a la plataforma de la vía.

Estructura: Conjunto de elementos de una construcción que forman la parte resistente y sustentante de la misma.

Infraestructura ferroviaria: Está constituida por la vía, los equipos de vía, las obras civiles (obras de tierra, puentes, túneles, etc) y las infraestructuras asociadas a las estaciones.

Obra de fábrica: Construcción hecha con piedra, ladrillo, hormigón y, en general, con materiales pétreos.

Obra de hormigón: Construcción en la que la mayoría de sus secciones resistentes son de hormigón estructural.

Obra metálica: Construcción en la que la mayoría de sus secciones resistentes son metálicas.

Obra mixta: Construcción en la que la mayoría de sus secciones resistentes son mixtas, es decir, aquéllas en las que los materiales que las constituyen, generalmente acero y hormigón estructural, trabajan solidariamente.

Obra de paso: Obra que salva una discontinuidad en el trazado de una vía, permitiendo el paso sobre dicha discontinuidad. En función del material constituyente pueden ser: de fábrica, metálicas o mixtas.

Parapeto: Antepecho con escaso porcentaje de huecos para evitar la caída de vehículos ferroviarios y personas.

Paseo de servicio: Parte de la plataforma que bordea la banqueta, por donde circulan los agentes de vigilancia y mantenimiento de la vía.

Pila: Soporte intermedio de un puente.

Pilote: Elemento longitudinal, hincado o perforado en el terreno que transmite las cargas a capas profundas del mismo.

Plano de rodadura: Plano tangente a las cabezas de los dos carriles de una vía de ferrocarril, y que contiene al eje de ésta.

Plano medio de rodadura: Plano horizontal que contiene al eje de la vía. En recta coincide con el plano de rodadura.

Plataforma de vías: Zona del tablero del puente delimitada con elementos físicos y permanentes, donde se aplican las cargas ferroviarias.

Pontón: Obra pequeña de paso de una luz comprendida entre 3 y 10 m, y que soporta la vía férrea.

Presolicitación: Acción consistente en introducir esfuerzos en una estructura antes de su puesta en servicio, con el fin de mejorar su respuesta frente al conjunto de solicitaciones a los que posteriormente se verá sometida.

Pretil: Barrera de seguridad específicamente diseñada para bordes de tableros de obras de paso y coronaciones de muros de sostenimiento.

Puente: Obra de paso de una luz superior a 10 m, y que soporta la vía férrea.

Situaciones de proyecto: Una situación de proyecto de una estructura caracteriza un período determinado de tiempo durante el que se puede considerar que los factores que afectan a su seguridad no varían.

Soporte: Elemento de la estructura que transmite las acciones del elemento portante de las cargas a los cimientos o a otro elemento intermedio.

Subestructura de un puente: Conjunto de elementos de un puente que constituyen el soporte de la superestructura. En general, está formada por todos los elementos que se encuentran debajo del tablero, tales como cimentaciones, pilas, estribos y dispositivos de apoyo.

Superestructura de un puente: Conjunto de elementos de un puente sometidos a la acción directa del tránsito de trenes, vehículos o personas y/o cuya función sea la de salvar el vano correspondiente. Incluye tanto los elementos resistentes (tablero, arco, etc.) como los equipamientos (carriles, traviesas, balasto, aceras, postes de catenaria, barandillas, juntas de dilatación, desagües, etc.)

Tablero de un puente: Elemento de la estructura que recoge directamente las cargas del balasto, traviesas o vía en placa. Según el contexto en que se emplee puede tener dos acepciones diferentes:

1. En el contexto de la tipología longitudinal del puente, el término tablero suele referirse a la totalidad de la estructura resistente del puente dispuesta entre los apoyos, que transmite las cargas a los mismos.
2. Para descripciones detalladas o en ciertas tipologías, como las metálicas, donde pueden existir vigas principales (longitudinales) diferenciadas, el término tablero puede referirse únicamente a la parte de la estructura que transmite las cargas a dichas vigas principales.

Tajea: Obra pequeña de paso, que no siendo caño, tiene una luz que no excede de 1 m.

Tramo de un puente: Conjunto de vanos de un puente unidos con continuidad hiperestática.

Traviesa: Elemento colocado transversalmente al eje de la vía, que sirve de apoyo a los carriles. Constituye el elemento de transmisión de cargas entre éstos y el balasto.

Valor característico de una acción: Es su principal valor representativo. Puede venir determinado por un valor medio, un valor nominal (definido por medio de criterios determinísticos o apriorísticos) o, en los casos en que se fije mediante criterios estadísticos, por un valor correspondiente a una determinada probabilidad de no ser superado durante un «período de referencia» teniendo en cuenta la vida útil de la estructura y la duración de la acción.

Vano de un puente: Parte de un puente entre dos soportes.

Vehículo articulado: Vehículo ferroviario en el que cada extremo del coche apoya en un bogie compartido con el coche siguiente.

Vehículo clásico: Vehículo ferroviario en el que cada extremo del coche apoya en un bogie independiente.

Vehículo regular: Vehículo ferroviario en el que cada extremo del coche apoya en un eje o rodal (sin bogies) compartido con el coche siguiente.

Velocidad de proyecto: Será la velocidad de proyecto de la línea. En casos especiales, debidamente justificados, la Administración podrá autorizar una velocidad inferior.

Vía: Conjunto de elementos que constituye el camino de rodadura del tren. Está compuesta por dos carriles cuya inclinación y separación relativa son mantenidas por las traviesas o por otro sistema equivalente.

Vía sobre balasto: Sistema tradicional de vía constituido por carriles, traviesas y balasto, que transmite las cargas ferroviarias que recibe de los carriles a través de las traviesas.

Vía en placa: Sistema de vía en el que los carriles asientan directa o indirectamente sobre una losa continua, con interposición de elastómeros o dispositivos semejantes.

Viaducto: Sinónimo de puente. Término más utilizado en el ámbito ferroviario de alta velocidad.

Vida útil: Vida útil de un elemento o estructura, es el período de tiempo a partir de su puesta en servicio, durante el cual debe cumplir la función para la que fue construido, contando siempre con la conservación adecuada pero sin requerir operaciones de rehabilitación.

Zapata: Elemento estructural que transmite las cargas de un elemento estructural al terreno.

Apéndice B

Cálculo dinámico en puentes sometidos a cargas móviles

B.1. Introducción

B.1.1. Respuesta dinámica

Los fenómenos dinámicos originados por el tráfico ferroviario se deben, fundamentalmente, a la naturaleza móvil de las cargas verticales transmitidas por las ruedas de los vehículos. En particular, la variación del punto de aplicación de estas cargas a lo largo del tiempo origina una excitación dinámica de la estructura.

A ello hay que añadir los efectos ocasionados por las irregularidades de carril y ruedas. Por otra parte, el espaciamiento regular de las cargas del tren, da lugar a excitaciones periódicas que pueden producir resonancia en la estructura.

Los efectos dinámicos producen un incremento, respecto a la respuesta estática, de las deformaciones y esfuerzos soportados por la estructura. Adicionalmente, pueden generar desplazamientos o aceleraciones nocivos para la estructura o el balasto, o que comprometan la seguridad de la circulación o el confort del viajero.

B.1.2. Resonancia

Este efecto se produce cuando la frecuencia de excitación dinámica debida a las cargas o algún múltiplo de la misma, coincide con alguna frecuencia propia de la estructura, ocasionando un acoplamiento entre excitación y respuesta.

Considerando la distribución espacial de los ejes de un tren, se pueden obtener uno o más espaciamientos característicos de las cargas, λ_k , dependiendo de la tipología del tren y del tipo de vehículo (articulado, clásico o regular). Ello puede producir resonancia cuando el tren circule a velocidades próximas a las críticas v, para las que alguna frecuencia significativa de la estructura o de alguno de sus elementos, f_0, sea múltiplo de la frecuencia de aplicación de cargas:

$$f_0 = n\frac{v}{\lambda_k} \quad (n = 1,2,3,\ldots)$$

La respuesta resonante puede generar esfuerzos superiores a los admisibles de proyecto y alterar las condiciones de circulación del tráfico, al crear cambios inaceptables en la geometría de la vía, o vibraciones excesivas en los vehículos ferroviarios.

B.1.3. Cálculos dinámicos

B.1.3.1. Métodos disponibles

En general, el cálculo dinámico da como resultado el movimiento de la estructura (desplazamientos, velocidades y aceleraciones de todos sus puntos) en función del tiempo, así como los esfuerzos asociados a dicho movimiento. Algunos procedimientos de cálculo dan únicamente los valores máximos de dichos movimientos y esfuerzos.

A partir de estos datos se comprobará la seguridad de la estructura frente a los estados límite últimos, así como su funcionalidad y la seguridad del tráfico, para los estados límite de servicio.

Cualquiera que sea el método de evaluación de los efectos dinámicos, al final se obtendrá el coeficiente de impacto Φ, de la expresión (2.1) definida en 2.3.1.2, que servirá para mayorar las solicitaciones correspondientes al cálculo estático.

El procedimiento de cálculo más simple se define en B.2.1. Consiste en obtener un coeficiente de impacto envolvente y aplicarlo a los resultados obtenidos del análisis estático. Este método sólo es válido para determinadas velocidades de circulación, tipologías y frecuencias de vibración de la estructura. En estos casos no se producen fenómenos resonantes, por lo que no será necesario verificar las limitaciones en las aceleraciones del tablero indicadas en 4.2.1.1.1.

Para una expresión más ajustada del coeficiente de impacto, se podrán usar los métodos definidos en B.2.2.

Para los casos de $v \leq 220$ km/h que no cumplan las restricciones de frecuencia indicadas en B.2.1, se podrá aplicar el modelo de cálculo definido en B.2.2.2. En este caso, tampoco se producen fenómenos resonantes, por lo que no es necesario comprobar las limitaciones en las aceleraciones del tablero indicadas en 4.2.1.1.1.

En el caso de $v \leq 220$ km/h y tipologías no convencionales, se podrá aplicar el método definido en B.2.2.3, que permite obtener un coeficiente de impacto a partir de un cálculo dinámico con los trenes reales definidos en C.3. En este caso será necesario además comprobar las limitaciones en las aceleraciones del tablero indicadas en 4.2.1.1.1.

Algunas estructuras (ver B.2.3), independientemente de la velocidad del tren, y bajo ciertas restricciones de luz, masa, frecuencia y amortiguamiento, no experimentan fenómenos resonantes, por lo que se puede obtener el coeficiente de impacto envolvente definido en B.2.1.2 y aplicarlo a los resultados del cálculo estático. Las masas lineales mínimas especificadas garantizan el cumplimiento de los límites de aceleraciones establecidos en la Instrucción, por lo que no es necesaria su comprobación. Este método no es válido para líneas interoperables, sino sólo para los trenes reales utilizados en la elaboración de dichos cuadros.

Para $v > 220$ km/h pueden producirse fenómenos resonantes, por lo que deberán realizarse cálculos dinámicos empleando alguno de los métodos indicados en este apéndice.

El cálculo dinámico determinará las situaciones de carga más desfavorables (envolventes), incluyendo los fenómenos resonantes. Para ello se simulará el paso de los trenes más desfavorables a las distintas velocidades de paso previsibles, desde la mínima de 20 km/h (cuasiestática), hasta la máxima $V_{max} = 1{,}2 \cdot V$, donde V es la velocidad de proyecto. El incremento de velocidades entre distintos cálculos no superará los 10 km/h.

Los cálculos considerarán todas las posibles composiciones de alta velocidad que puedan circular por la línea. En líneas interoperables de alta velocidad se utilizarán los trenes universales definidos en C.1. En casos especiales, o cuando lo exija la Administración, podrán emplearse los trenes actuales de alta velocidad europeos, recogidos en C.2. Por último, en el caso de $v \leq 220$ km/h, se deberán considerar los trenes definidos en C.3.

Mediante el cálculo dinámico se determinarán los siguientes valores:

- $\delta_{\text{din,real}}^{\text{ideal}}$: Flecha máxima, producida sobre vía ideal sin irregularidades, en el rango de velocidades entre 20 km/h y $V_{\max}$.
- A_v^{ideal} Aceleración vertical máxima del tablero, producida sobre vía ideal sin irregularidades, en el rango de velocidades entre 20 km/h y $V_{\max}$.
- Coeficiente de impacto:

$$\Phi = \frac{\delta_{\text{din,real}}^{\text{ideal}}}{\delta_{\text{est,tipo}}} \cdot (1 + r\varphi'') \qquad \text{(B.1)}$$

.

donde:

$\delta_{\text{est,tipo}}$: flecha máxima obtenida del cálculo estático con el tren tipo definido en 2.3.1.1.

φ'': coeficiente definido en la expresión B.12 que tiene en cuenta el efecto de las irregularidades de la vía.

r: coeficiente definido en la expresión (B.11).

En condiciones normales, empleando la proporcionalidad entre solicitaciones y flechas, este coeficiente de impacto puede considerarse válido para todo el elemento estructural. En casos especiales, podrá realizarse un estudio más detallado de una solicitación dinámica determinada.

- Aceleraciones y desplazamientos máximos en el tablero:

$$A_v = A_v^{\text{ideal}} \cdot (1 + r\varphi''), \qquad \text{(B.2)}$$

$$\delta_v = \delta_{\text{din,real}}^{\text{ideal}} \cdot (1 + r\varphi''). \qquad \text{(B.3)}$$

B.1.3.2. Proporcionalidad entre solicitaciones y flechas para el cálculo del coeficiente de impacto Φ.

El coeficiente de impacto Φ, definido en 2.3.1.2, resulta de una envolvente de solicitaciones, en relación con las solicitaciones estáticas del tren tipo definido en 2.3.1.1.

Aunque dicho coeficiente se define como una razón de solicitaciones, que podría variar de un elemento estructural a otro dentro de la misma estructura, en condiciones normales se puede considerar que existe una relación lineal entre los desplazamientos y las solicitaciones del puente:

$$\frac{\delta_{\text{din,real}}}{\delta_{\text{est,tipo}}} = \frac{S_{\text{din,real}}}{S_{\text{est,tipo}}}$$

donde:

$\delta_{\text{din,real}}, \delta_{\text{est,tipo}}$: Son respectivamente la flecha máxima y la solicitación estática máxima para el tren tipo definido en 2.3.1.1.

$S_{\text{din,real}}, S_{\text{est,tipo}}$: Son respectivamente la flecha máxima y la solicitación dinámica máxima para el tren de cargas real en el rango de velocidades de circulación, incluyendo el efecto de las irregularidades de la vía.

De esta forma se puede obtener el coeficiente de impacto, aplicable a las distintas solicitaciones estructurales, a partir de la expresión

$$\Phi = \frac{\max \delta_{\text{din,real}}}{\delta_{\text{est,tipo}}}$$

Este procedimiento de cálculo da un resultado suficientemente aproximado y conservador en la mayoría de las situaciones. Para casos especiales podrá realizarse un cálculo dinámico específico de la solicitación en estudio.

B.1.3.3. Cálculo de efectos dinámicos en puentes de dos o más vías

En puentes de dos o más vías, que requieran cálculo dinámico debido a la posibilidad de resonancia, por circulación de trenes a velocidades $v > 220$ km/h, bastará considerar en el cálculo el paso de un tren a esa velocidad por una única vía, que será la que resulte más desfavorable para el elemento en estudio. No se considerará, por tanto, la simultaneidad de efectos resonantes en varias vías. Sin embargo, sí deberán combinarse estos efectos dinámicos con los obtenidos para cargas de tráfico, en condiciones no resonantes, a velocidades $v < 220$ km/h, evaluados mediante el coeficiente de impacto definido en B.2.2, para los cuales se seguirán los criterios de combinación definidos en 2.3.1.4.1.

En los casos de cálculo dinámico a velocidades $v < 220$ km/h tratados en B.2.2.3, deberán combinarse los efectos dinámicos en varias vías según lo definido en 2.3.1.4.1.

Para la comprobación del estado límite de servicio de aceleraciones, la posibilidad de excitaciones simultáneas ya está considerada en los valores límite especificados en 4.2.1.1.1, por lo que bastará considerar en el cálculo el paso de un tren a $v > 220$ km/h por una única vía.

B.1.4. Amortiguamiento

La magnitud de las vibraciones depende fuertemente del amortiguamiento estructural.

Para puentes en servicio, el amortiguamiento estructural se puede obtener experimentalmente, evaluando el decremento logarítmico de las vibraciones libres.

Para puentes de nueva construcción, y a falta de análisis específicos, el amortiguamiento se tomará del cuadro B.1. Este cuadro es una envolvente inferior del amortiguamiento para diversas tipologías, en función de la longitud del vano del puente, L.

Tipo de puente	*Luz* [m]	*Límite inferior de ζ [%]*
Puentes de acero y mixtos	$L < 20$	$0{,}5 + 0{,}125(20 - L)$
	$L \geq 20$	0,5
Puentes de hormigón estructural	$L < 20$	$2{,}0 + 0{,}1(20 - L)$
	$L \geq 20$	2,0

Cuadro B.1: Valores de amortiguamiento ζ [%] para diversas tipologías de puentes, en función de la luz L [m].

B.2. Métodos disponibles para el cálculo y ámbito de aplicación

B.2.1. Cálculo estático y coeficiente de impacto envolvente

Por este método, los esfuerzos dinámicos máximos producidos por todos los trenes reales, se obtendrán multiplicando los esfuerzos estáticos correspondientes al tren tipo definido en 2.3.1.1, por un coeficiente de impacto envolvente.

B.2.1.1. Ámbito de aplicación

El coeficiente de impacto Φ calculado por este método simplificado representa una envolvente de solicitaciones obtenida en un conjunto amplio de puentes y elementos estructurales reales, lo que limita su aplicación al ámbito que ha servido de base para su elaboración. En consecuencia, sólo será aplicable si se cumplen todas las condiciones siguientes:

- Velocidades de circulación $v \leq 220$ km/h.
- Puentes o elementos estructurales de tipologías convencionales, recogidas en los cuadros B.4 (vigas longitudinales principales), B.2, y B.3 (esfuerzos locales y transversales) y B.5 (soportes estructurales).
- Puentes o elementos estructurales cuya primera frecuencia propia de flexión f_0 cumpla las limitaciones siguientes, representadas en la figura B.1:

$$\text{Lím. superior:}\quad f_0[Hz] = 94{,}76 L_\Phi^{-0{,}748}$$

$$\text{Lím. inferior:}\quad \begin{cases} f_0[Hz] = 20 & (\text{para } L_\Phi < 4\ m) \\ f_0[Hz] = 80/L_\Phi & (\text{para } 4\ m \leq L_\Phi \leq 20\ m) \\ f_0[Hz] = 23{,}58 L_\Phi^{-0{,}592} & (\text{para } 20\ m < L_\Phi \leq 100\ m) \\ f_0[Hz] = 0 & (\text{para } 100\ m < L_\Phi) \end{cases} \qquad \text{(B.4)}$$

donde L_Φ es la longitud determinante, en [m].

La frecuencia f_0 se calculará con el módulo de deformación instantáneo de los materiales y el puente no cargado, es decir, sometido exclusivamente a las acciones permanentes[1]. En puentes de hormigón, se tomará el módulo instantáneo tangente en el origen de la curva tensión-deformación.

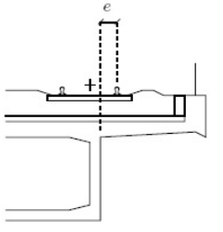
En este ámbito de aplicación se admite que no se producen fenómenos resonantes y que las aceleraciones no superan los límites admisibles.

[1] Para una viga biapoyada sometida a flexión, f_0 podrá obtenerse de la expresión $f_0[Hz] = 17.75/\sqrt{\delta_0}$ siendo δ_0 la flecha en el centro de vano debida a las acciones permanentes, en [mm], calculada utilizando el módulo de deformación instantáneo

Caso	*Elemento estructural*	*Longitud determinante (L_Φ)*
Tableros cerrados con chapa rigidizada y vía sobre balasto		
1	**Tablero con rigidización longitudinal y transversal**	
1.1	Chapa del tablero (en ambas direcciones)	3 veces la separación entre viguetas
1.2	Rigidizadores longitudinales (incluyendo pequeños voladizos menores de 0,50 m)[a]	3 veces la separación entre viguetas
1.3	Viguetas intermedias	2 veces la longitud de las viguetas
1.4	Viguetas extremas	3,6 m[b]
2	**Tablero con rigidización transversal únicamente**	
2.1	Chapa del tablero (en ambas direcciones)	2 veces la separación entre viguetas + 3,0 m
2.2	Viguetas intermedias	2 veces la longitud de las viguetas
2.3	Viguetas extremas	3,6 m[b]
Tableros abiertos con largueros y viguetas, sin balasto		
3.1	Largueros –Cuando existe continuidad en las secciones de cruce con las viguetas –Simplemente apoyados en las viguetas	 3 veces la separación entre viguetas La separación entre viguetas +3,0 m
3.2	Ménsulas de largueros [a]	3,6 m[b]
3.3	Viguetas intermedias [c]	2 veces la longitud de las viguetas
3.4	Viguetas extremas	3,6 m[b]

[a] En general, todos los voladizos mayores de 0,50 m soportando cargas de tráfico requieren un estudio especial, mediante un análisis dinámico completo con las características del vehículo convenientemente modelizadas. Adicionalmente, deben ser proyectados considerando la aceleración del tablero.
[b] Se recomienda la aplicación de Φ_3 para secciones abiertas.
[c] Como parte de un emparrillado de viguetas y largueros continuos.
NOTA: En todos los casos L_Φ estará limitado como máximo a la longitud determinante de las vigas principales.

Cuadro B.2: Tableros metálicos: longitudes determinantes L_Φ. Esfuerzos locales y transversales

Caso	*Elemento estructural*	*Longitud determinante (L_Φ)*
Tableros con losa de hormigón y vía sobre balasto		
4.1	Losa como parte de una viga cajón o ala superior de una viga principal – sentido transversal a las vigas principales – sentido longitudinal – viguetas transversales – voladizos transversales soportando los carriles	 3 veces la luz del vano de la losa 3 veces la luz del vano de la losa 2 veces la longitud de las viguetas transversales  – $e \leq$ 0,5 m: 3 veces la distancia entre almas – $e >$ 0,5 m [a]
4.2	Losa continua en dirección de las vigas principales apoyada en viguetas transversales	2 veces la separación entre viguetas transversales
4.3	Losa de puentes de tablero inferior: – dirección perpendicular a las vigas principales – dirección longitudinal	 2 veces la luz del vano de la losa + 3,0 m 2 veces la luz del vano de la losa
4.4	Losa entre vigas metálicas embebidas en hormigón	2 veces la longitud determinante en dirección longitudinal
4.5	Voladizos longitudinales de la losa	– $e \leq$ 0,5 m: 3,6 m [b] – $e >$ 0,5 m [a]
4.6	Viguetas transversales extremas	3,6 m [b]

[a] En general, todos los voladizos mayores de 0,50 m soportando cargas de tráfico requieren un estudio especial, mediante un análisis dinámico completo con las características del vehículo convenientemente modelizadas. Adicionalmente, deben ser proyectados considerando la aceleración del tablero.
[b] Se recomienda la aplicación de Φ_3 para secciones abiertas.
NOTA: En todos los casos L_Φ estará limitado como máximo a la longitud determinante de las vigas principales.

Cuadro B.3: Tableros con losa de hormigón: longitudes determinantes L_Φ. Esfuerzos locales y transversales

Caso	*Elemento estructural*	*Longitud determinante (L_Φ)*
5.1	Vigas y losas simplemente apoyadas (incluyendo vigas metálicas embebidas en el hormigón)	Luz del vano en la dirección principal de la viga
5.2	Vigas y losas continuas de n vanos, con $L_m = \frac{1}{n}(L_1 + L_2 + ... + L_n)$	$L_\Phi = kL_m$, pero no menor que máx L_i ($i = 1...n$) n= 2 3 4 ≥ 5 k= 1,2 1,3 1,4 1,5
5.3	Estructuras porticadas	
	– vano único	Se considera como una viga continua de tres vanos (se utiliza 5.2, con las longitudes del dintel y las de los pilares)
	– múltiples vanos	Se considera como una viga continua de múltiples vanos (se utiliza 5.2, con las longitudes de los dinteles y de los pilares extremos
5.4	Arcos y vigas de rigidez de arcos atirantados	La mitad de la luz
5.5	Arcos o series de arcos con tímpanos cerrados y relleno	2 veces la luz libre
5.6	Péndolas unidas a una viga de rigidez	4 veces la separación entre las péndolas

Cuadro B.4: Longitudes determinantes L_Φ para vigas principales (longitudinales)

Caso	*Elemento estructural*	*Longitud determinante (L_Φ)*
6	Columnas, caballetes, apoyos, articulaciones, anclajes en tracción, así como el cálculo de las presiones de contacto bajo apoyos	La longitud determinante de los elementos soportados

Cuadro B.5: Longitudes determinantes L_Φ para soportes estructurales

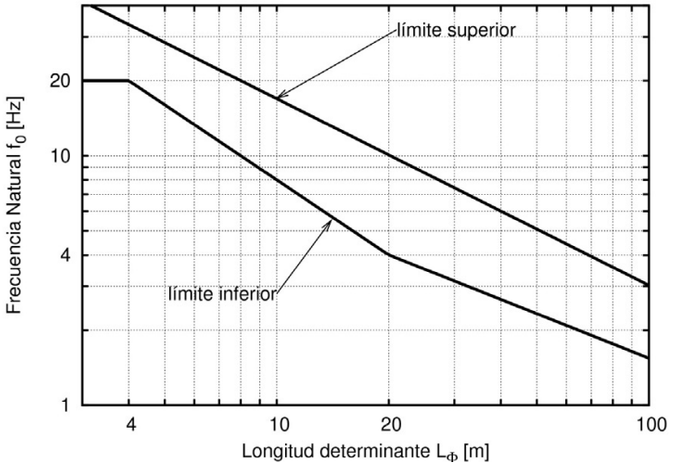


Figura B.1: Límites de la frecuencia natural f_0 en Hz, en función de la longitud determinante del elemento, para V ≤ 220 km/h.

B.2.1.2. Obtención de Φ

El coeficiente de impacto Φ deberá seleccionarse entre Φ_2 ó Φ_3 según los casos siguientes:

- Vías con grado de mantenimiento bueno:

$$\Phi_2 = \frac{1{,}44}{\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2} + 0{,}82 \qquad (\text{con } 1{,}00 \le \Phi_2 \le 1{,}67) \tag{B.5}$$

- Vías con grado de mantenimiento normal:

$$\Phi_3 = \frac{2{,}16}{\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2} + 0{,}73 \qquad (\text{con } 1{,}00 \le \Phi_3 \le 2{,}0) \tag{B.6}$$

donde L_Φ es la longitud determinante en [m], definida en los cuadros B.2, B.3, B.4, y B.5.

B.2.1.3. Criterios de elección entre Φ_2 y Φ_3

De los dos posibles valores del coeficiente de impacto, Φ_2 y Φ_3, definidos en B.2.1.2 y a falta de información específica, se tomará siempre Φ_3 en los siguientes casos:

- Puentes con juntas intermedias entre carriles.

- Puentes con BLS (barra larga soldada) y con alguna junta de dilatación de carril situada dentro de los mismos.
- Puentes con BLS (barra larga soldada) y con aparatos de vía sin corazón móvil dentro de los mismos.

En los casos restantes, en función de la velocidad de proyecto V, se utilizará:

Φ_3	para $V \leq 120$ km/h
$(\Phi_2 + \Phi_3)/2$	para 120 km/h $< V \leq$ 220 km/h
Φ_2	para $V >$ 220 km/h

B.2.1.4. Reducción de los efectos dinámicos

En el caso de puentes con una cobertura h entre la cara superior de la traviesa y la estructura resistente de más de 1,00 m, los coeficientes de impacto Φ_2 ó Φ_3 pueden minorarse de la siguiente manera:

$$\Phi_{2,3}^{\text{minorado}} = \Phi_{2,3} - \frac{h - 1{,}00}{10} \qquad (\text{con } \Phi_{2,3}^{\text{minorado}} \not< 1{,}0) \tag{B.7}$$

Para puentes arco, se medirá h desde la coronación del extradós.

B.2.2. Coeficiente de impacto para los trenes reales

A diferencia del método descrito en B.2.1, que proporciona un único coeficiente de impacto envolvente para todos los trenes y velocidades de circulación, por este método se obtienen los coeficientes de impacto de los trenes reales que sirvieron de base para calcular dicha envolvente[2], proporcionando así un mejor ajuste a la realidad.

B.2.2.1. Ámbito de aplicación

- Velocidades de circulación $v \leq 220$ km/h.
- Puentes o elementos estructurales de las tipologías convencionales recogidas en los cuadros B.2 a B.5 Incluidos en B.2.1.1 (Esta condición sólo es necesaria para aplicar el método definido en B.2.2.2, y no para el definido en B.2.2.3).

En consecuencia, los dos métodos de este apartado son aplicables aunque no se cumplan los límites de frecuencias exigidos para el coeficiente de impacto envolvente descrito en B.2.1.1.

En el ámbito de aplicación de método descrito en B.2.2.2 se admite que no se producen fenómenos resonantes, y que las aceleraciones no superan los límites admisibles, por lo que no es necesario comprobarlas.

[2] UIC - Union internationale des chemins de fer. Fiche 776 - 1 R. «Charges a prendre en consideration dans le calcul des ponts-rails». . 5.ª ed, agosto de 2006.

B.2.2.2. Obtención del coeficiente de impacto mediante expresiones analíticas

Éste método sólo es aplicable a los puentes de las tipologías convencionales recogidas en los cuadros B.2 a B.5 incluidos en B.2.1.1.

Los esfuerzos dinámicos producidos por los trenes reales se obtendrán multiplicando los esfuerzos estáticos correspondientes, por un coeficiente función de la velocidad máxima del tren.

Para las velocidades de proyecto consideradas ($V \leq 220$ km/h), la envolvente de las solicitaciones dinámicas máximas producida por trenes reales, $S_{\text{din,real}}$, obtenida a partir de la correspondiente solicitación estática máxima, $S_{\text{est,real}}$, será:

$$S_{\text{din,real}} = (1 + \varphi' + r\varphi'')S_{\text{est,real}} \tag{B.8}$$

siendo:

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \tag{B.9}$$

$$K = \min\left(\frac{V}{2L_\Phi f_0}, 0'76\right) \tag{B.10}$$

V: Velocidad de proyecto, en [m/s].

L_Φ: Longitud determinante definida en B.2.1.1, en [m].

f_0: Primera frecuencia propia de flexión del puente, en [Hz].

r Calidad del mantenimiento de la vía, según la expresión:

$$r = \begin{cases} 1 & (\text{para } V \leq 120 \text{ km/h}) \text{ (se asocia a un mantenimiento normal)} \\ 0{,}75 & (\text{para } 120 \text{ km/h} < V \leq 220 \text{ km/h}) \\ 0{,}5 & (\text{para } V > 220 \text{ km/h}) \text{ (se asocia a un mantenimiento bueno)} \end{cases} \tag{B.11}$$

$$\varphi'' = a\left[0{,}56 \cdot \mathrm{e}^{-\left(\frac{L_\Phi}{10}\right)^2} + 0{,}50\left(\frac{f_0 L_\Phi}{80} - 1\right)\mathrm{e}^{-\left(\frac{L_\Phi}{20}\right)^2}\right] \qquad (\varphi'' \geq 0) \tag{B.12}$$

$$a = \text{mín}\left(\frac{V}{22}, 1\right)$$

La expresión (B.12) del coeficiente φ'' corresponde al efecto dinámico de las irregularidades de la vía, según el ERRI [3], que puede considerarse válida a falta de estudios específicos.

[3] Comité ERRI D214: Ponts-rails pour vitesses > 200 km/h; Etude numérique de l'influence des irrégularités de voie dans les cas de résonance des ponts. Informe técnico ERRI D214 RP5. European Rail Research Institute (ERRI). Marzo de 1999

Según la expresión del coeficiente de impacto recogido en la ecuación (2.1) definida en 2.3.1.2 y teniendo en cuenta la proporcionalidad entre desplazamientos y solicitaciones (B.1.3.2), resulta:

$$\Phi = (1+\varphi' + r\varphi'')\frac{\delta_{\text{est,real}}}{\delta_{\text{est,tipo}}} \qquad (\Phi \not< 1) \tag{B.13}$$

donde: $\delta_{\text{est,real}}$ y $\delta_{\text{est,tipo}}$ son, respectivamente, la flecha máxima estática correspondiente a los trenes reales definidos en el apéndice C.3 y la debida al tren tipo definido en 2.3.1.1.

B.2.2.3. Obtención del coeficiente de impacto mediante cálculo dinámico con trenes reales

Este método es aplicable a las tipologías no convencionales no cubiertas por B.2.2.2. Por este método, y como alternativa a la expresión (B.13), el coeficiente de impacto puede obtenerse mediante cálculo dinámico con los trenes reales definidos en el apéndice C.3. Con estos trenes se obtienen envolventes de los efectos dinámicos para velocidades $v \leq 220$ km/h, de acuerdo con la ficha UIC 776-1 R[4].

Los resultados obtenidos con estos trenes deberán afectarse por el coeficiente de clasificación α definido en 2.3.1.1. Adicionalmente, la Administración podrá imponer la consideración de trenes reales suplementarios.

En primer lugar, para cada uno de los trenes reales característicos (i), se determinará la flecha dinámica máxima $\delta^{(i)}_{\text{din,real}}$ para las distintas velocidades de paso entre 20 km/h y V_{max}. En esta determinación se considerará el efecto de las irregularidades de la vía y de las ruedas. Para el cálculo puede emplearse alguno de los métodos descritos en B.2.4, B.2.5 ó B.2.6. En principio, se podrá considerar válida la proporcionalidad entre desplazamientos y solicitaciones (B.1.3.2).

En segundo lugar, se calculará el coeficiente dinámico:

$$1+\varphi_{\text{din}} = \frac{\max \delta^{(i)}_{\text{din,real}}}{\delta_{\text{est,real}}} \tag{B.14}$$

donde

$\delta^{(i)}_{\text{din,real}}$: Flecha dinámica máxima para el tren de cargas real "i".

$\delta_{\text{est,real}}$: Flecha estática máxima para todos los trenes reales de cargas.

Por último, se calculará el coeficiente de impacto mediante la expresión:

$$\Phi_{\text{din}} = (1+\varphi_{\text{din}})\frac{\delta_{\text{est,real}}}{\delta_{\text{est,tipo}}} \qquad (\Phi_{\text{din}} \not< 1) \tag{B.15}$$

[4] UIC - Union internationale des chemins de fer. Fiche 776-1R. «Charges a prendre en consideration dans le calcul des ponts-rails». . 5.ª ed, agosto de 2006.

B.2.3. Cálculo estático con coeficiente de impacto envolvente extendido a otras estructuras no resonantes

Las estructuras que cumplan las restricciones indicadas en este apartado, no requerirán un cálculo dinámico específico, al tener muy limitada su capacidad resonante.

B.2.3.1. Caso 1: Puentes isostáticos no esviados modelizables como una viga biapoyada.

B.2.3.1.1. Ámbito de aplicación. Este método será aplicable si se cumplen las siguientes condiciones:

- Distancia entre el eje neutro y el plano medio de rodadura tal que permita un reparto de las cargas puntuales en una longitud superior a 2,5 m (2.3.1.4.2).
- Primera frecuencia propia de flexión (f_0) menor que el límite superior de la figura B.1.
- Primera frecuencia de torsión $f_T > 1{,}2 f_0$.
- Vías de ancho ibérico o internacional, con coeficiente de clasificación $\alpha > 1$.
- Vías con mantenimiento bueno ($r = 0{,}5$ apartado B.2.2.2).

Este método no es aplicable a puentes de celosía, tableros con huecos en su superficie u otras estructuras complejas.

B.2.3.1.2. Descripción del método. Proporciona una envolvente de los trenes reales definidos en C.2, pero no de los trenes universales definidos en C.1. Está restringido a unos rangos de masas, cocientes de velocidades y frecuencias y longitudes de vano del puente determinados.

Si la estructura satisface los límites de V/f_0 dados en el cuadro B.6, se podrá obviar el cálculo dinámico, sustituyéndolo por un cálculo estático con el tren tipo definido en 2.3.1.1 afectado por su correspondiente coeficiente de impacto envolvente (B.2.1.2). Esto incluirá los fenómenos resonantes normales que pueden afectar a este tipo de estructuras.

aceleración máxima permitida: $a_{máx}$ = 3,5m/s^2														
Masa ρ [10^3 kg/m]		≥ 5,0 < 7,0	≥ 7,0 < 9,0	≥ 9,0 < 10,0	≥ 10,0 < 13,0	≥ 13,0 < 15,0	≥ 15,0 < 18,0	≥ 18,0 < 20,0	≥ 20,0 < 25,0	≥ 25,0 < 30,0	≥ 30,0 < 40,0	≥ 40,0 < 50,0	≥ 50,0 –
L ∈ [m] (1)	ζ [%]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]
[5,00; 7,50)	2	1,71	1,78	1,88	1,88	1,93	1,93	2,13	2,13	3,08	3,08	3,54	3,59
	4	1,71	1,83	1,93	1,93	2,13	2,24	3,03	3,08	3,38	3,54	4,31	4,31
[7,50; 10,0)	2	1,94	2,08	2,64	2,64	2,77	2,77	3,06	5,00	5,14	5,20	5,35	5,42
	4	2,15	2,64	2,77	2,98	4,93	5,00	5,14	5,21	5,35	5,62	6,39	6,53
[10,0; 12,5)	1	2,40	2,50	2,50	2,50	2,71	6,15	6,25	6,36	6,36	6,45	6,45	6,57
	2	2,50	2,71	2,71	5,83	6,15	6,25	6,36	6,36	6,45	6,45	7,19	7,29
[12,5; 15,0)	1	2,50	2,50	3,58	3,58	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	9,14	9,14	9,14
	2	3,45	5,12	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	8,22	9,53	9,76	10,36	10,48
[15,0; 17,5)	1	3,00	5,33	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	6,50	7,80	7,80	7,80
	2	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	10,17	10,33	10,33	10,50	10,67	12,40
[17,5; 20,0)	1	3,50	6,33	6,33	6,33	6,50	6,50	7,17	7,17	10,67	12,80	12,80	12,80
[20,0; 25,0)	1	5,21	5,21	5,42	7,08	7,50	7,50	13,54	13,54	13,96	14,17	14,38	14,38
[25,0; 30,0)	1	6,25	6,46	6,46	10,21	10,21	10,21	10,63	10,63	12,75	12,75	12,75	12,75
[30,0; 40,0)	1				10,56	18,33	18,33	18,61	18,61	18,89	19,17	19,17	19,17
≥ 40,0	1				14,73	15,00	15,56	15,56	15,83	18,33	18,33	18,33	18,33
aceleración máxima permitida: $a_{máx}$ = 5,0m/s^2														
Masa ρ [10^3 kg/m]		≥ 5,0 < 7,0	≥ 7,0 < 9,0	≥ 9,0 < 10,0	≥ 10,0 < 13,0	≥ 13,0 < 15,0	≥ 15,0 < 18,0	≥ 18,0 < 20,0	≥ 20,0 < 25,0	≥ 25,0 < 30,0	≥ 30,0 < 40,0	≥ 40,0 < 50,0	≥ 50,0 –
L ∈ [m] (1)	ζ [%]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]	V/f_0 [m]
[5,00; 7,50)	2	1,78	1,88	1,93	1,93	2,13	2,13	3,08	3,08	3,44	3,54	3,59	4,13
	4	1,88	1,93	2,13	2,13	3,08	3,13	3,44	3,54	3,59	4,31	4,31	4,31
[7,50; 10,0)	2	2,08	2,64	2,78	2,78	3,06	5,07	5,21	5,21	5,28	5,35	6,33	6,33
	4	2,64	2,98	4,86	4,93	5,14	5,21	5,35	5,42	6,32	6,46	6,67	6,67
[10,0; 12,5)	1	2,50	2,50	2,71	6,15	6,25	6,36	6,36	6,46	6,46	6,46	7,19	7,19
	2	2,71	5,83	6,15	6,15	6,36	6,46	6,46	6,46	7,19	7,19	7,75	7,75
[12,5; 15,0)	1	2,50	3,58	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	8,33	9,14	9,14	9,14	9,14
	2	5,12	5,24	5,36	5,36	7,86	8,22	9,53	9,64	10,36	10,36	10,48	10,48
[15,0; 17,5)	1	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	6,50	7,80	7,80	7,80	7,80	7,80
	2	5,33	6,33	6,50	6,50	10,33	10,33	10,50	10,50	10,67	10,67	12,40	12,40
[17,5; 20,0)	1	6,33	6,33	6,50	6,50	7,17	10,67	10,67	12,80	12,80	12,80	12,80	12,80
[20,0; 25,0)	1	5,21	7,08	7,50	7,50	13,54	13,75	13,96	14,17	14,38	14,38	14,38	14,38
[25,0; 30,0)	1	6,46	10,20	10,42	10,42	10,63	10,63	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75
[30,0; 40,0)	1				18,33	18,61	18,89	18,89	19,17	19,17	19,17	19,17	19,17
≥ 40,0	1				15,00	15,56	15,83	18,33	18,33	18,33	18,33	18,33	18,33

[1] L ∈ [*a*; *b*) significa $a \leq L < b$

L: Longitud del vano del puente, en [m].

ρ: Masa lineal del puente, en [x10^{3}kg/m].

ζ: Tasa de amortiguamiento crítico, en [%].

V: Velocidad de proyecto de la línea, en [m/s].

f_0: Primera frecuencia propia de flexión del puente, en [Hz].

NOTA 1: Los valores $(V/f_0)_{max}$ de los cuadros incluyen un coeficiente de seguridad de 1.2 frente a solicitaciones y aceleraciones, y de 1 frente a fatiga.
NOTA 2: Los valores de los cuadros incluyen el efecto de las irregularidades de la vía correspondientes a un mantenimiento bueno $(1 + 0{,}5\varphi'')$.

Cuadro B.6: Valor de $(V/f_0)_{max}$ para una viga isostática

B.2.3.2. Caso 2: Marcos bajo terraplén

B.2.3.2.1. Ámbito de aplicación. Este método será aplicable a los marcos bajo terraplén que cumplan las siguientes condiciones:

Criterio		valor
Luz interior del marco		$5\text{m} \leq L_\Phi \leq 12\text{m}$
Altura interior del marco		$4{,}5\text{m} \leq h \leq 5{,}5\text{m}$
Ancho de la plataforma ferroviaria (a la cota inferior del balasto)		$10\text{m} \leq b \leq 14\text{m}$
Cantos del dintel, hastiales y solera		$e_i \geq 0{,}8\text{m}$
Pendiente del talud del terraplén		$H/V \leq 5/3$
Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales	Cimentación	(90 – 250) m/s
	Terraplén	(135 – 165) m/s

Este método es válido para cualquier rango de velocidades.

B.2.3.2.2. Descripción del método. Proporciona una envolvente de los trenes reales definidos en C.2, pero no de los trenes universales definidos en C.1.

En estas estructuras, se podrá obviar el cálculo dinámico, sustituyéndolo por un cálculo estático con el tren tipo definido en 2.3.1.1 afectado por su correspondiente coeficiente de impacto envolvente (B.2.1.2). Esto incluirá los fenómenos resonantes normales que pueden afectar a este tipo de estructuras.

En estas estructuras no se producen fenómenos de resonancia al paso de los trenes, ya que al vibrar, no sólo se moviliza la masa y la rigidez del terraplén, sino que se aprovecha el amortiguamiento generado por la pérdida de energía transmitida al terreno, reduciéndose la aceleración vertical máxima.

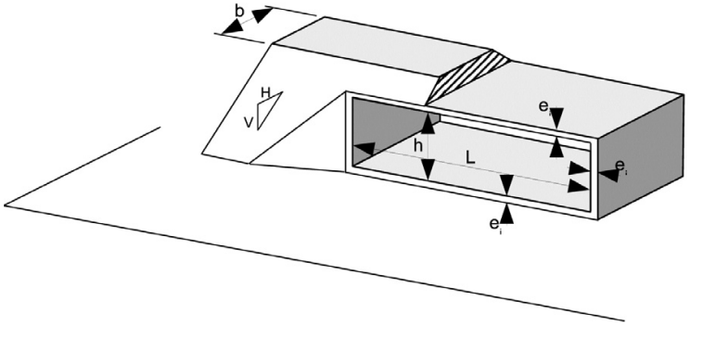


Figura B.2: Geometría del marco bajo terraplén

B.2.4. Cálculo dinámico mediante integración directa en el tiempo con cargas móviles

La integración directa con modelos de cargas móviles se basa en la resolución en el tiempo del cálculo dinámico de la estructura, bajo dichas cargas. Los valores característicos de las cargas por eje de los trenes, tanto para velocidades ordinarias (≤ 220 km/h) como para alta velocidad (> 220 km/h), se definen en el apéndice C.

En estos modelos se admite que cada eje transmite una carga de valor dado, móvil con el tren, no teniendo en cuenta la interacción vehículo–estructura. El cálculo incluye los posibles fenómenos resonantes en la estructura.

Existen distintos procedimientos para realizar este cálculo. En estructuras sencillas pueden adoptarse métodos de análisis modal partiendo de una definición analítica de los modos de vibración de la estructura, método que se desarrolla en este apartado. Para el resto de estructuras pueden emplearse métodos de elementos finitos, realizando una integración directa en el tiempo del modelo completo, o bien una integración de los modos normales de vibración obtenidos a partir de la estructura discretizada.

Los procedimientos basados en el análisis modal suponen un comportamiento lineal de la estructura, hipótesis válida en la mayoría de las situaciones reales. En caso contrario, sería necesaria una integración directa en el tiempo del modelo completo.

B.2.4.1. Ámbito de aplicación

- Válido para cualquier rango de velocidades.
- Sin limitación de frecuencias ni de masas mínimas.
- Aplicable a puentes isostáticos e hiperestáticos.

B.2.4.2. Descomposición modal

El análisis modal se basa en la descomposición en modos de vibración de la estructura y la combinación de las respuestas de cada modo frente a las cargas móviles. El cálculo se simplifica si el puente puede modelizarse mediante vigas rectas y, especialmente, si está constituido por un sólo tramo isostático.

En B.2.4.3 se aborda el caso sencillo de una sola carga móvil, generalizándose a continuación para un tren de cargas móvil (B.2.4.4). Al final (B.2.4.5) se expone un ejemplo numérico que permita comprobar cualquier cálculo basado en esta metodología.

En las expresiones que siguen se emplean los siguientes términos:

- L: Longitud del puente.
- $EI(x)$: Rigidez a flexión del tablero.
- $\rho(x)$: Masa lineal del tablero (por unidad de longitud).
- $\phi_i(x)$: i-ésima forma modal.
- ω_i: i-ésima frecuencia (angular) propia [rad/s] ($\omega_i = 2\pi \cdot f_i$).
- ζ_i: i-ésimo índice de amortiguamiento modal.
- $i = 1 \ldots n$: número de modos de vibración utilizados.

En el caso de una viga isostática suele ser suficiente considerar un único modo de vibración ($n = 1$). En el caso general y, en particular, para puentes hiperestáticos, se considerarán más modos de vibración ($n > 1$).

B.2.4.3. Respuesta en el caso de carga móvil aislada

Se considera la respuesta a una única carga que recorre el puente, con velocidad v (ver figura B.3). Denominando $u(x,t)$ la flecha vertical de un punto cualquiera (definido por su coordenada x) de la viga en el instante t, y considerando amortiguamiento nulo, la ecuación dinámica de la elástica es:

$$\rho(x)\ddot{u} + \left[EI(x)u''\right]'' = p(x,t) \qquad \text{(B.16)}$$

donde se ha empleado la nomenclatura de puntos superpuestos para derivadas respecto del tiempo ($\ddot{u} = \partial^2 u/\partial t^2$), y primas para derivadas respecto a la coordenada x, ($u'' = \partial^2 u/\partial x^2$)

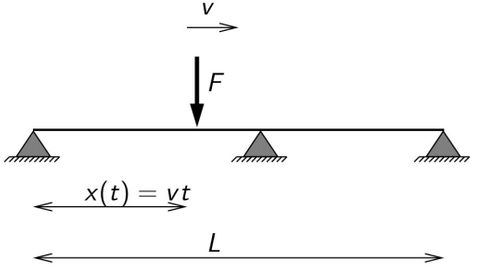


Figura B.3: Puente sometido a una carga móvil aislada

Mediante el análisis modal se admite la descomposición de la respuesta en desplazamientos en función de las formas modales $\phi_i(x)$ y sus amplitudes correspondientes $y_i(t)$:

$$u(x,t) = \sum_{i=1}^{n} y_i(t) \cdot \phi_i(x) \qquad \text{(B.17)}$$

Sustituyendo en la ecuación (B.16), se consigue desacoplar las ecuaciones dinámicas y obtener una ecuación independiente para cada modo de vibración:

$$M_i \ddot{y}_i + K_i y_i = \eta_i(t) \qquad \text{(B.18)}$$

donde:

$$M_i = \int_0^L \rho(x)\phi_i^2(x)\,dx \qquad (i\text{-ésima masa generalizada})$$

$$K_i = \int_0^L \phi_i''(x)EI(x)\phi_i''(x)\,dx = M_i\,\omega_i^2 \qquad (i\text{-ésima rigidez generalizada})$$

$$\eta_i(t) = \phi_i(vt)\,F \qquad (i\text{-ésima carga generalizada})$$

Si se añade la consideración del amortiguamiento estructural del puente, se obtiene:

$$M_i\ddot{y}_i + C_i\dot{y}_i + K_i y_i = \phi_i(vt)F \qquad \text{(B.19)}$$

donde $C_i = 2\zeta_i\omega_i M_i$ es el término de amortiguamiento modal, definido a partir de la tasa de amortiguamiento respecto al crítico, ζ_i

La ecuación B.19 puede escribirse también de la forma:

$$\ddot{y}_i + 2\zeta_i\omega_i\dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \phi_i(vt)\frac{F}{M_i}$$

En la ecuación anterior, para $t<0$ ó $t>L/v$ se tomará $\phi_i(vt)=0$.

Para el caso de vigas isostáticas, las formas modales y las frecuencias propias (ϕ_i,ω_i) tienen expresión analítica sencilla (figura B.5). Las expresiones en este y otros casos se pueden obtener en la bibliografía clásica de dinámica de estructuras.

Para el caso de puentes hiperestáticos de múltiples vanos, la metodología expuesta es igualmente válida, salvo que, por lo general, será necesario determinar las formas modales a través de un cálculo numérico por ordenador. De ordinario, estos casos no tienen solución analítica sencilla y deben utilizarse funciones de forma definidas por un número de puntos discretos.

B.2.4.4. Respuesta en el caso de carga móvil aislada sobre una viga isostática

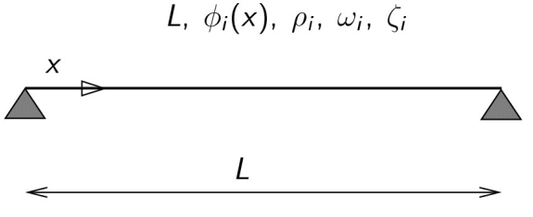


Figura B.4: Características geométricas y mecánicas de un puente isostático de sección constante

En el caso de vigas isostáticas rectas con densidad y rigidez constante a lo largo de su directriz (figura B.4), las relaciones que ligan los parámetros dinámicos con las características geométricas y mecánicas del puente según los modos asociados son:

$$\phi_i(x) = sen\left(\frac{i\pi x}{L}\right)$$

$$M_i = \frac{1}{2}\rho L$$

$$\omega_i = i^2\pi^2\sqrt{\frac{EI}{\rho L^4}}$$

- $\phi_i(x)$: i-ésima forma modal normalizada tal que el valor máximo del modo es igual a 1 ($\max\Phi(x)=1$). En consecuencia, la masa modal es la mitad de la masa total, $\rho L/2$.
- ρ: Masa por unidad de longitud del puente.
- EI: Rigidez dinámica a flexión del puente.
- ω_i: i-ésima frecuencia (angular) propia [rad/s] ($\omega_i = 2\pi f_i$).
- L: Longitud del puente.
- M_i: i-ésima masa generalizada.

Estas variables quedan indicadas en la figura B.5 para los tres primeros modos de vibración.

Así, para el primer modo de vibración se obtiene la siguiente ecuación:

$$\ddot{y}_1 + 2\zeta_1\omega_1\dot{y}_1 + \omega_1^2 y_1 = \frac{F}{\rho L/2}sen(\pi vt/L) \qquad \text{(B.20)}$$

De esta manera, si se resuelve en función del tiempo la ecuación (B.20) y se particulariza el valor de la forma modal para el centro del vano en la ecuación (B.17), se obtiene la siguiente ley de desplazamientos a lo largo del tiempo:

$$\delta_m(t) = u(L/2,t) = \sum_{i=1}^{n} y_i(t)\cdot\phi_i(L/2)$$

siendo $\delta_m(t)$ la ley de desplazamientos para el centro del vano.

Las leyes de desplazamientos, velocidades y aceleraciones para un punto cualquiera del puente (x_f) serían respectivamente:

$$\delta_f(t) = u(x_f,t) = \sum_{i=1}^{n} y_i(t)\cdot\phi_i(x_f)$$

$$\dot{\delta}_f(t) = \dot{u}(x_f,t) = \sum_{i=1}^{n} \dot{y}_i(t)\cdot\phi_i(x_f)$$

$$\ddot{\delta}_f(t) = \ddot{u}(x_f,t) = \sum_{i=1}^{n} \ddot{y}_i(t)\cdot\phi_i(x_f)$$

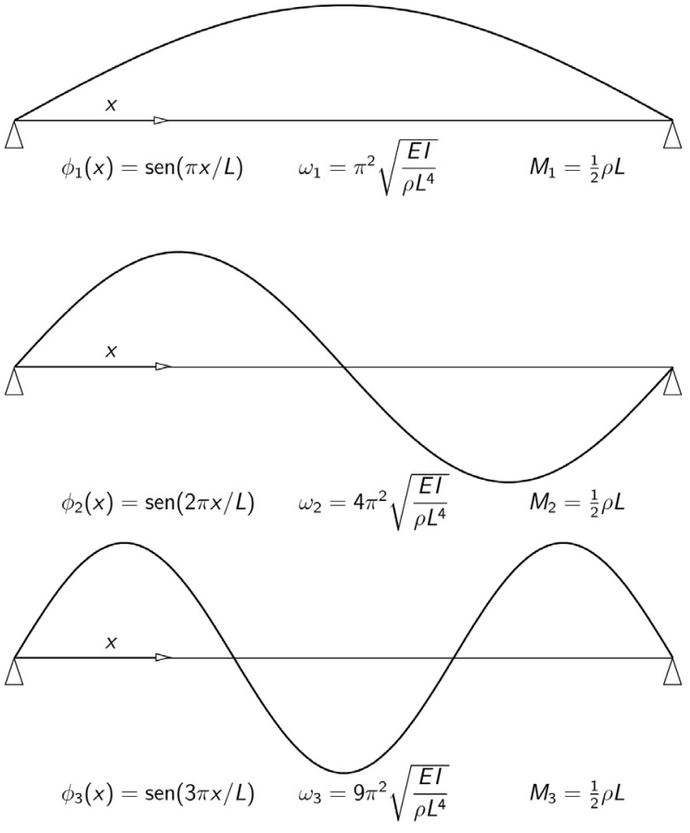


Figura B.5: Tres primeros modos de vibración de una viga isostática

B.2.4.5. Respuesta en el caso de tren de cargas móvil sobre una viga isostática

Sea n_F el número total de cargas que integran el tren. Cada carga está caracterizada por su valor F_k y su distancia, d_k, a la entrada del puente en el instante inicial. En este caso las ecuaciones desacopladas para cada modo i tienen la siguiente expresión:

$$\ddot{y}_i + 2\zeta_i\omega_i\dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \sum_{k=1}^{n_F}\phi_i(vt - d_k)\frac{F_k}{M_i}$$

Análogamente al caso anterior, podemos decir que para $(vt - l_k) < 0$ ó $(vt - l_k) > L$ y todas las i: $\phi_i = 0$ que corresponden a las situaciones de carga que no ha llegado aún al puente y de carga que ya lo ha rebasado, respectivamente.

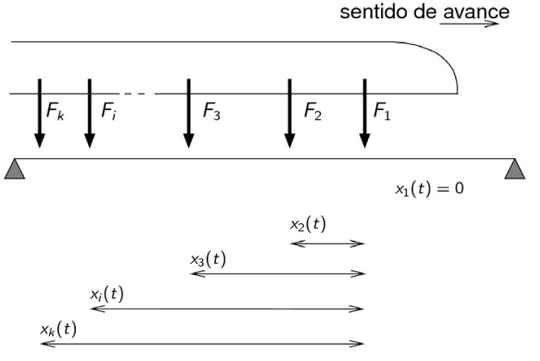


Figura B.6: Puente isostático sometido a un tren de cargas móvil

La respuesta en desplazamientos, velocidades y aceleraciones para un punto dado, x_f, volverá a calcularse de la siguiente manera:

$$\delta_f(t) = u(x_f, t) = \sum_{i=1}^{n} y_i(t)\cdot\phi_i(x_f)$$

$$\dot{\delta}_f(t) = \dot{u}(x_f, t) = \sum_{i=1}^{n} \dot{y}_i(t)\cdot\phi_i(x_f)$$

$$\ddot{\delta}_f(t) = \ddot{u}(x_f, t) = \sum_{i=1}^{n} \ddot{y}_i(t)\cdot\phi_i(x_f)$$

La única diferencia que presenta el tren de cargas respecto al caso de carga aislada se encuentra en la carga modal. Con un tren de cargas, la carga modal asociada que se utiliza para resolver la ecuación de los factores de participación, es la suma de la contribución de las cargas que, en cada instante, se encuentran sobre el puente.

B.2.4.6. Ejemplo numérico: tablero isostático biapoyado

1. Respuesta bajo carga móvil aislada. Para el cálculo se adopta una carga de 100 kN en un tablero de las siguientes características:

- $L = 15$ m.
- $f_1 = 5$ Hz ($\omega_1 = 10\pi$ rad/seg).
- $EI = 7694081$ kNm^2.
- $\rho = 15000$ kg/m.
- $\zeta = 2\%$.

La flecha estática en el centro del vano para una carga puntual, P, es:

$$u(L/2) = \frac{PL^3}{48EI} = 0{,}91\,\text{mm}.$$

En la figura B.7 se observa que para $v = 150$ km/h, $\delta_{max} = 1{,}2$ mm. Recopilando estos máximos en sucesivos cálculos mediante un barrido de velocidades (figura B.8), se obtiene que para $v = 325$ km/h, $\delta_{max} = 1{,}50$ mm. En el cuadro B.7 se exponen los valores de la flecha estática, la flecha dinámica máxima y el coeficiente de amplificación dinámico.

Flecha estática (δ_{est})	*Máxima Flecha Dinámica* (δ_{din})	*Coeficiente dinámico* ($1 + \varphi'$)
0,91 mm	1,50 mm	1,68

Cuadro B.7: Valores relevantes de cálculo

2. Respuesta bajo tren de cargas. Se considera el esquema de cargas del ICE2, cuya distribución se expone en el cuadro B.8 (y en C.2.1).

Se analiza el mismo puente isostático del ejemplo anterior.

En las figuras B.9 y B.10 se incluyen, respectivamente, los resultados de los desplazamientos en el centro del vano a una velocidad determinada y los máximos para el barrido de velocidades. En la figura B.10 se aprecia que, a efectos de desplazamientos dinámicos, lo que equivale a esfuerzos, bastaría con tomar $\Phi = 1$. Sin embargo, según los resultados del cálculo de aceleraciones (figura B.11) para velocidades superiores a 230 km/h no se cumpliría la limitación de $0{,}35$ g (puentes de vía sobre balasto). Además, para velocidades superiores a 340 km/h, tampoco se cumpliría la limitación de $0{,}5$ g (puentes de vía sin balasto).

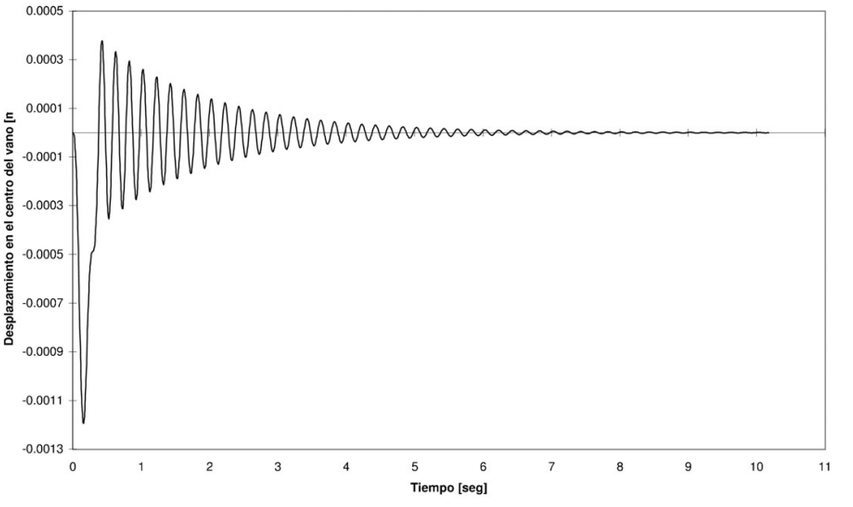


Figura B.7: Desplazamiento en el centro del vano en función del tiempo para $V_{carga} = 150$ km/h. Carga aislada, viga isostática. $\zeta = 2\%$

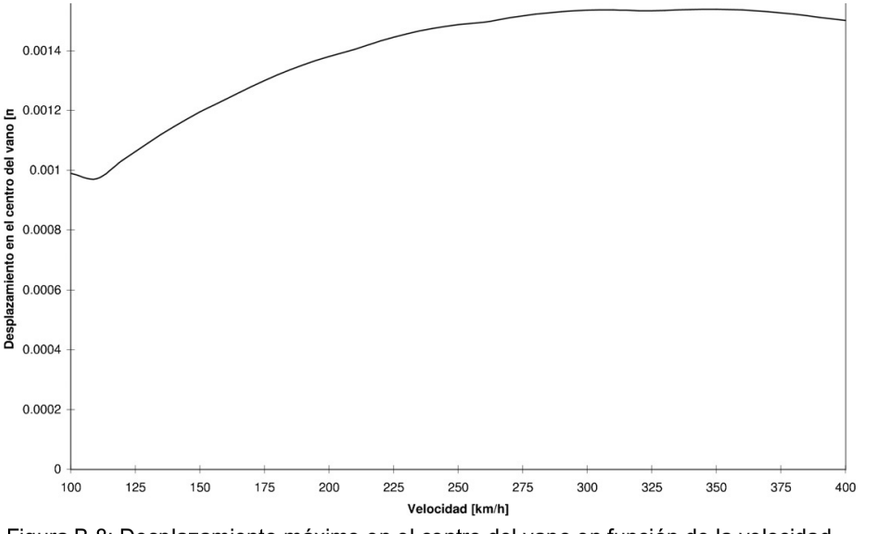


Figura B.8: Desplazamiento máximo en el centro del vano en función de la velocidad de la carga. Carga aislada, viga isostática. $\zeta = 2\%$

l_k [a]	F [b]	l_k	F
0,00	195,0	177,71	112,0
3,00	195,0	180,21	112,0
11,46	195,0	196,71	112,0
14,46	195,0	199,21	112,0
19,31	112,0	204,11	112,0
21,81	112,0	206,61	112,0
38,31	112,0	223,11	112,0
40,81	112,0	225,61	112,0
45,71	112,0	230,51	112,0
48,21	112,0	233,01	112,0
64,71	112,0	249,51	112,0
67,21	112,0	252,01	112,0
72,11	112,0	256,91	112,0
74,61	112,0	259,41	112,0
91,11	112,0	275,91	112,0
93,61	112,0	278,41	112,0
98,51	112,0	283,31	112,0
101,01	112,0	285,81	112,0
117,51	112,0	302,31	112,0
120,01	112,0	304,81	112,0
124,91	112,0	309,71	112,0
127,41	112,0	312,21	112,0
143,91	112,0	328,71	112,0
146,41	112,0	331,21	112,0
151,31	112,0	336,06	195,0
153,81	112,0	339,06	195,0
170,31	112,0	347,52	195,0
172,81	112,0	350,52	195,0

Cuadro B.8: Distribución de cargas por eje. ICE2

[a]Distancia a la cabeza de la composición en m.
[b]Carga por eje, en kN.

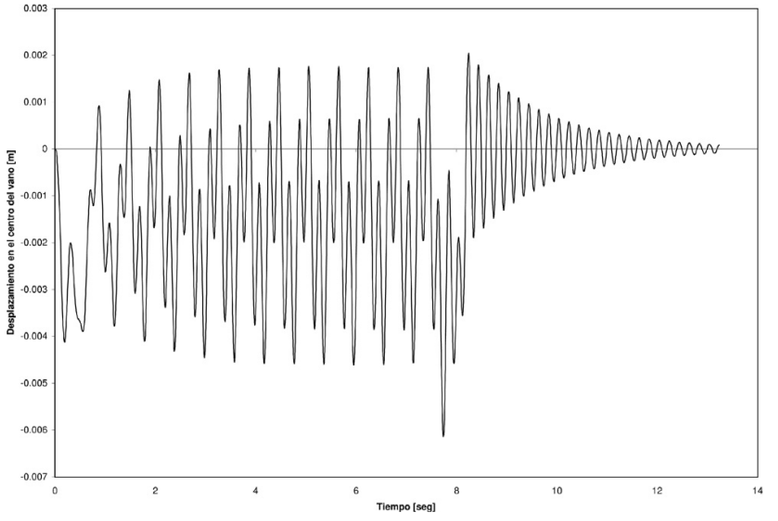


Figura B.9: Desplazamiento en el centro del vano en función del tiempo para V_{ICE2} =160 km/h

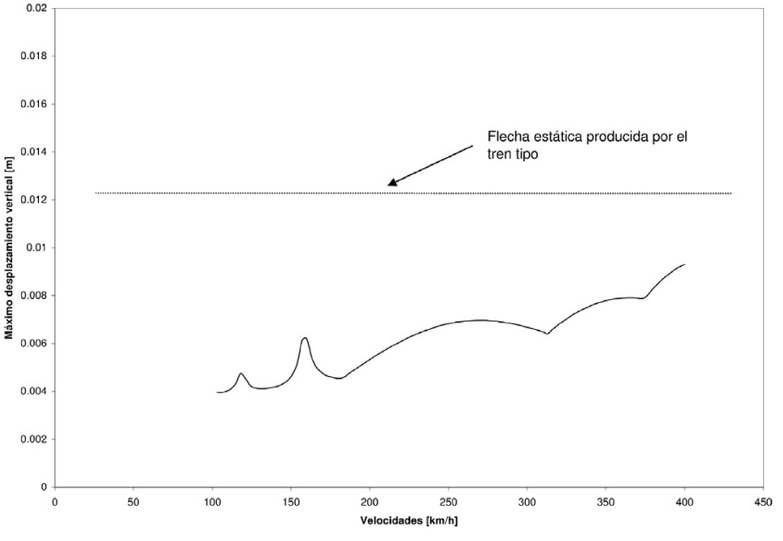


Figura B.10: Desplazamiento máximo en el centro del vano en función de la velocidad del ICE2 en comparación con la flecha estática calculada con el tren tipo de cargas verticales incluyendo el coeficiente de clasificación α (apdo. 2.3.1.1)

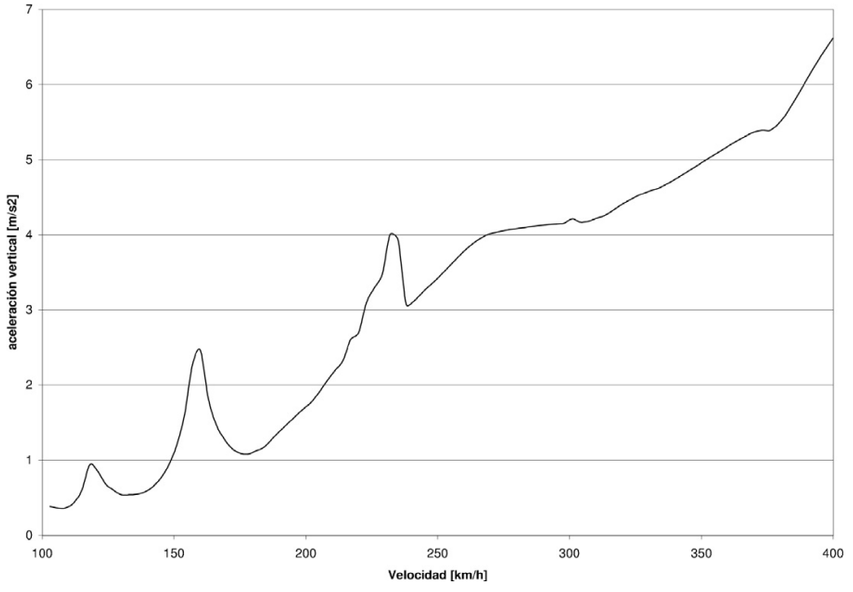


Figura B.11: Aceleraciones máximas obtenidas al paso del ICE2, en el puente tipo. Método de integración directa en el tiempo sin considerar interacción entre el vehículo y la estructura

B.2.5. Cálculo dinámico simplificado mediante la impronta dinámica del tren

Este método se basa en el análisis de las vibraciones libres producidas en puentes isostáticos tras el paso de cada eje, a partir de fórmulas analíticas que proporcionan un límite de la respuesta dinámica máxima y no exigen una resolución en el tiempo del cálculo dinámico de la estructura. El modelo de cálculo incluye los posibles fenómenos resonantes. No tiene en cuenta la interacción vehículo–estructura (modeliza las cargas por eje como cargas móviles de valor dado). Una exposición más detallada de este cálculo simplificado, denominado LIR, se puede encontrar en el informe del ERRI[5] .

[5] Comité ERRI D 214: Ponts-rails pour vitesses > 200 km/h; Calcul des ponts à poutres isosta- tiques au passage d'un convoi. Informe técnico ERRI D214 RP6. European Rail Research Institute (ERRI). Marzo de 1999.

B.2.5.1. Ámbito de aplicación

- Válido para cualquier rango de velocidades.
- Sin limitación de frecuencias ni de masas mínimas.
- Aplicable sólo a puentes isostáticos.

B.2.5.2. Descripción del método

Se definen los siguientes parametros:

M : Masa total del vano del puente.

L : Longitud del vano del puente.

f_0 : Primera frecuencia propia de flexión del puente.

ζ : Tasa de amortiguamiento estructural del puente.

v: Velocidad de paso del tren.

$\lambda = v/f_0$: Longitud de onda de la excitación.

$K = \lambda/2L$: Parámetro adimensional.

Con estos parámetros se puede aproximar el valor máximo de la aceleración, Γ , como:

$$\Gamma = C_t \cdot A(K) \cdot G(\lambda) \qquad \text{(B.21)}$$

donde:

$$C_t = \frac{2}{M}$$

$$A(K) = \frac{K}{1-K^2}\sqrt{e^{-2\zeta\frac{\pi}{K}} + 1 + 2\cos\left(\frac{\pi}{K}\right)e^{-\zeta\frac{\pi}{K}}}$$

$$G(\lambda) = \max_{k=1}^{n}\sqrt{\left[\sum_{i=1}^{k} F_i \cos(2\pi\delta_i)e^{-2\pi\zeta\delta_i}\right]^2 + \left[\sum_{i=1}^{k} F_i sen(2\pi\delta_i)e^{-2\pi\zeta\delta_i}\right]^2}$$

$\delta_i = (x_k - x_i)/\lambda$

x_i : : Distancia del eje i al primer eje de la composición (figura B.12)

k : Índice que indica la longitud del subtren, a variar entre 1 y n (último eje de la composición)

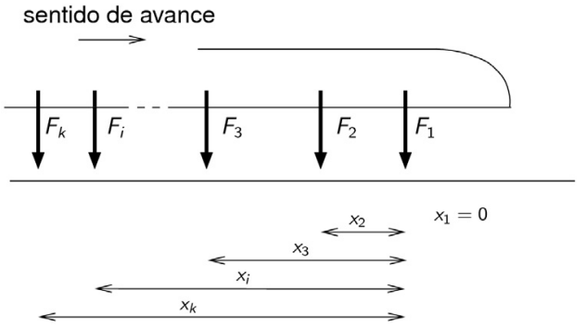


Figura B.12: Distancias x_k para el cálculo de la impronta dinámica del tren

El término $G(\lambda)$ depende sólo de la distribución de las cargas por eje del tren y del amortiguamiento. Se le denomina impronta dinámica del tren, pues es característico de cada tren, e independiente de las características mecánicas de los puentes. Como ejemplo, en la figura B.13 se representa la impronta dinámica del tren ICE2, para distintos valores de amortiguamiento.

El término $A(K)$ depende de la longitud del puente, de su frecuencia natural, de su amortiguamiento y del rango de velocidades de estudio. Se le denomina línea de influencia dinámica.

Sólo C_t y $A(K)$ no dependen de las características del tren. Separando las contribuciones del puente y las del tren (impronta dinámica), se pueden determinar rápidamente los parámetros críticos de luz y longitud de onda que hacen máxima la aceleración en el tablero.

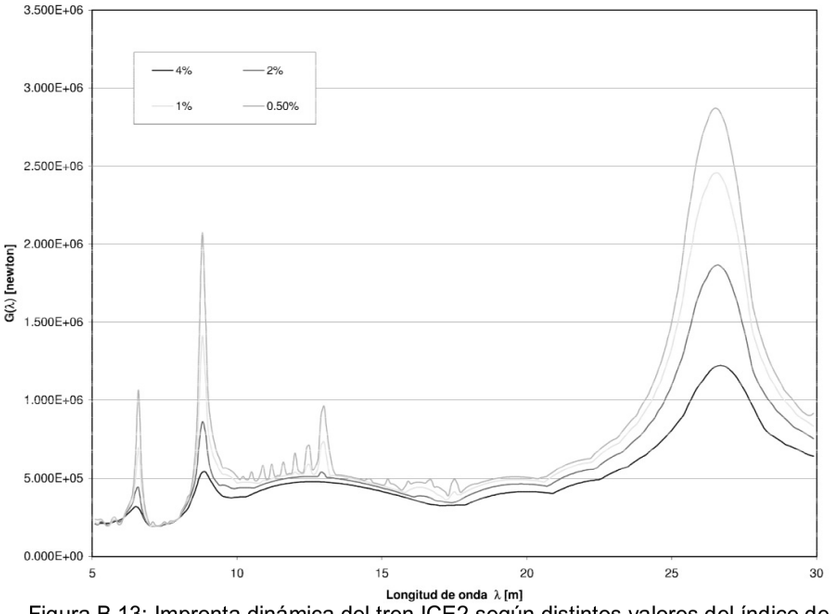


Figura B.13: Impronta dinámica del tren ICE2 según distintos valores del índice de amortiguamiento

Este método permite la utilización de ábacos y hojas de cálculo para obtener las aceleraciones en un rango de velocidades de paso y para diversas composiciones circulantes.

Aunque -como ya se ha explicado con anterioridad- la aceleración puede resultar determinante para el proyecto de puentes en líneas de alta velocidad, con este método también pueden obtenerse los desplazamientos dinámicos. A estos desplazamientos hay que añadir los estáticos correspondientes a las cargas por eje del tren, consideradas como cargas estáticas adicionales.

B.2.5.3. Ejemplo numérico: Cálculo de las aceleraciones en un tablero isostático biapoyado

A continuación se calculan, con el método de la impronta dinámica, las aceleraciones máximas del puente isostático estudiado en B.2.46. La envolvente de los trenes circulantes se limita, en este hipotético caso, al paso del ICE2, cuya impronta dinámica para los diversos índices de amortiguamiento, viene reflejada en la figura B.13. Las cargas por eje de este tren ya se expusieron en el cuadro B.8.

Aplicando la fórmula (B.21), en este caso:

$$C_t = \frac{2}{M} = 8{,}89 \cdot 10^{-6}\ \mathrm{kg}^{-1}$$

$A(K)$ adopta, para este puente, la forma de la figura B.14.

Para $G(\lambda)$ se adopta la impronta dinámica del ICE2 de la figura B.13, correspondiente a un índice de amortiguamiento del 2%.

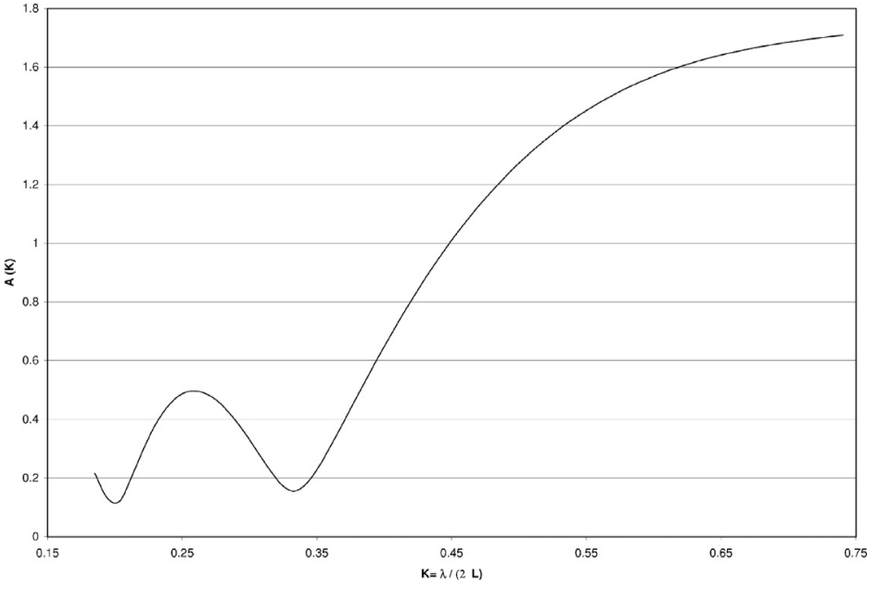


Figura B.14: Línea de influencia dinámica, $A(K)$, para el puente tipo: $L = 15m;\ \zeta = 2\%$

Con los resultados obtenidos tras multiplicar los tres términos se tiene una curva de aceleraciones máximas en el puente en función del parámetro $\lambda = v/f_0$. En la figura B.15 se pueden comparar estos resultados con los obtenidos en B.2.4.6, por el método de la integración directa en el tiempo sin considerar interacción vehículo-estructura. En esta figura se observa un pico de resonancia para $\lambda \approx 9$ m; en este punto el método de cálculo según la impronta dinámica del tren [LIR] aproxima razonablemente bien la respuesta dinámica real. En el resto de los puntos del intervalo ($\lambda \leq 12$ m), en los que no se produce resonancia, la aproximación es peor; sin embargo, esto carece de importancia, ya que estas zonas no son determinantes para el cálculo dinámico, al no estar en situaciones de resonancia. Por encima de $\lambda > 12$ m, el método de la impronta da una envolvente superior de los resultados dinámicos reales.

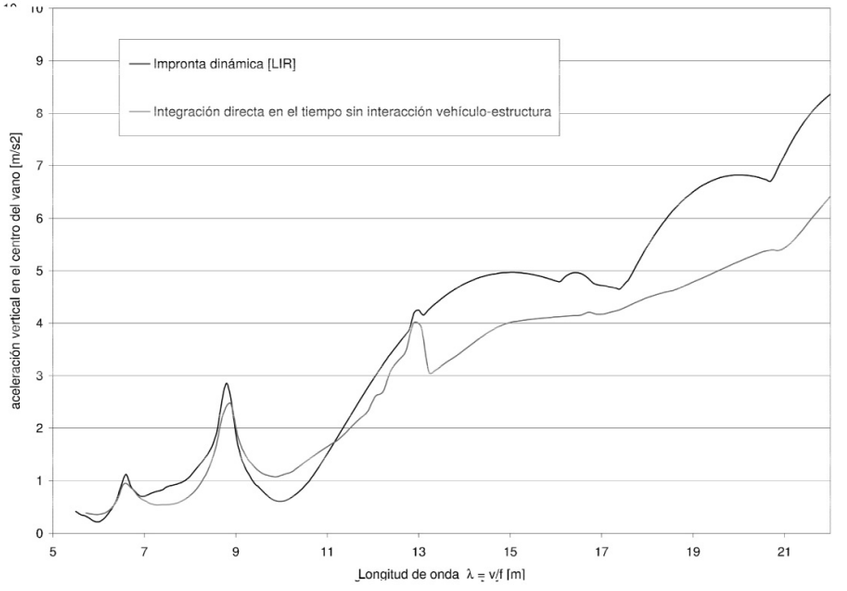


Figura B.15: Aceleraciones máximas obtenidas al paso del ICE2, en el puente tipo, según los métodos de la impronta dinámica y de la integración directa en el tiempo

B.2.6. Cálculo dinámico mediante integración directa en el tiempo con interacción vehículo-estructura

B.2.6.1. Ámbito de aplicación

- Válido para cualquier rango de velocidades.
- Sin limitación de frecuencias ni de masas mínimas.
- Aplicable a puentes isostáticos e hiperestáticos.
- La utilización de este método está supeditada a la autorización de la Administración.

B.2.6.2. Conceptos generales

Los modelos de cargas móviles consideran que las cargas que transmiten las ruedas a los carriles son constantes en el tiempo y de valor igual a la carga nominal. En la realidad esta acción es variable debido, entre otros factores, a la suspensión de los vehículos. La consideración de los mecanismos de suspensión y

la inercia de las masas suspendidas y no suspendidas conduce a los modelos con interacción entre los vehículos y la estructura.

El cálculo dinámico de integración en el tiempo con estos modelos, recoge los posibles fenómenos resonantes, proporcionando un ajuste más afinado de la respuesta mecánica que los modelos de cargas puntuales. Su desventaja es que son más complejos y costosos, aunque pueden tener distinto grado de complejidad, tal y como se detalla en los apartados siguientes.

Las solicitaciones dinámicas obtenidas con modelos de interacción suelen ser inferiores a las de los modelos de cargas puntuales, debido a que parte de la energía de vibración permanece en los propios vehículos. Esta diferencia es más acusada en puentes isostáticos de luces cortas y amortiguamientos reducidos, en los que las aceleraciones y desplazamientos en situación resonante pueden llegar a reducirse en más de un 30 %.

Para situaciones no resonantes o puentes hiperestáticos los efectos de interacción no suelen ser tan determinantes en el cálculo, por lo que salvo casos especiales estos métodos no suelen ser necesarios.

B.2.6.3. Modelos de interacción completos

Representan la interacción del vehículo completo, acoplando la respuesta en los diversos ejes, mediante (figuras B.16 y B.17):

- Suspensión primaria, con sus valores de rigidez y amortiguamiento por eje (K_p, C_p).
- Suspensión secundaria, con sus valores de rigidez y amortiguamiento por bogie (K_s, C_s).
- Masa no suspendida, correspondiente a la masa nominal del eje de la rueda (m_w).
- Longitud, masa y momento de inercia del bogie (L_B, M_B, J_B).
- Masa suspendida e inercia correspondientes a la caja del vehículo (M, J).
- Geometría del vehículo: longitud total (L), distancia entre el centro de gravedad de la caja del vehículo y los pivotes de los bogies delantero y trasero (d_{Bd}, d_{Bt}) y la distancia entre ejes de un bogie (d_{eB}).

- Geometría del vehículo: longitud total (L), distancia entre el centro de gravedad de la caja del vehículo y los pivotes de los bogies delantero y trasero (d_{Bd}, d_{Bt}) y la distancia entre ejes de un bogie (d_{eB}).

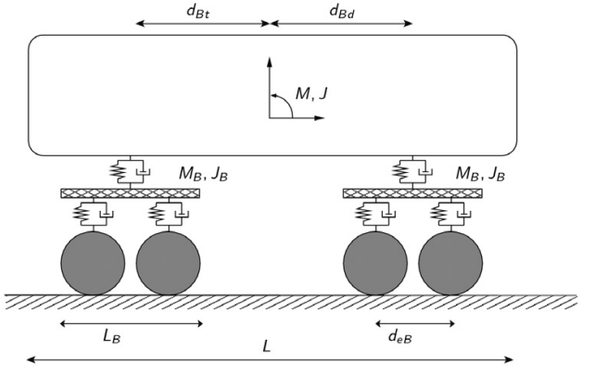


Figura B.16: Modelo completo de interacción vehículo–estructura

En aquellos vehículos en los que el sistema de guiado no se realice a través de bogies este modelo se adaptará convenientemente.

B.2.6.4. Modelos de interacción simplificados

Representan la interacción de cada eje independientemente, mediante (figura B.18):

- Suspensión primaria, con sus valores de rigidez y amortiguamiento por eje (K_p, C_p).

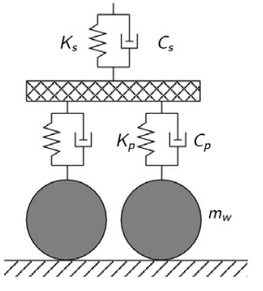


Figura B.17: Modelo completo de interacción vehículo–estructura. Detalle de un bogie

- Masa no suspendida, correspondiente a la masa nominal del eje de la rueda más la parte proporcional de la masa totalmente suspendida (caja del vehículo) (m_{ns})[6].

[6] Nótese que aunque se denomina de la misma manera —masa no suspendida— a m_{ns} (modelo simplificado) y a m_w (modelo completo), la manera de calcular estos valores es diferente.

- Masa suspendida, que en este caso, en valor es equivalente a la parte proporcional de la masa del bogie (m_s).

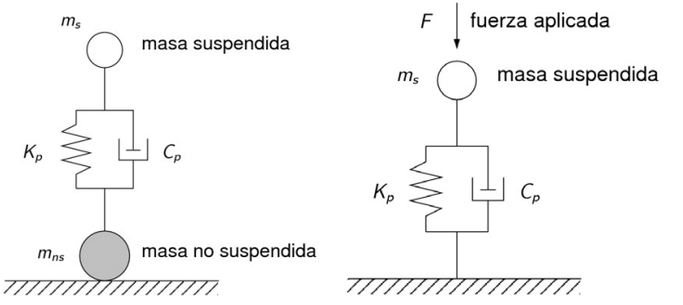


Figura B.18: Modelos simplificados de interacción vehículo–estructura: (a) modelo básico; (b) variante.

Existe una variante, equivalente a esta modelización, propuesta en la futura ficha de la UIC 776-2[7], cuyos parámetros son (figura B.18):

- Suspensión primaria, con sus valores de rigidez y amortiguamiento por eje (K_p, C_p).
- Masa suspendida, que en este caso, en valor es equivalente a la parte proporcional de la masa del bogie (m_s).
- Fuerza aplicada a la masa suspendida F, correspondiente al valor de la masa nominal del eje de la rueda más la parte proporcional a cada eje de la masa totalmente suspendida (caja del vehículo).

Es importante señalar que en los modelos simplificados de interacción, cada eje del tren es independiente del resto —lo que significa que no hay interacción entre los ejes de un mismo coche—, mientras que en los modelos completos existe cierto acoplamiento entre ellos, pues la modelización comprende la totalidad del coche

[7] Comité ERRI D214: Ponts-rails pour vitesses > 200 km/h; Final report. Part b, Proposition de fiche. Informe técnico ERRI D214 RP9. European Rail Research Institute (ERRI). Diciembre de 1999.

Apéndice C

Trenes de cargas para el cálculo dinámico

El cálculo dinámico debe obtener la envolvente de todos los trenes posibles, para todas sus velocidades de circulación. Para garantizar ésto en líneas interoperables pertenecientes a las redes transeuropeas de alta velocidad, se empleará el modelo de carga HSLM definido en C.1. En casos especiales o cuando la Administración así lo requiera, podrán usarse además los trenes actuales reales de alta velocidad definidos en C.2. En líneas convencionales ($v \leq 220$ km/h) se usarán los trenes definidos en C.3

C.1. Tren de cargas para alta velocidad HSLM

Para líneas interoperables de alta velocidad se utilizará el modelo HSLM (High Speed Load Model), definido en la norma UNE-EN 1991-2[8]. Comprende dos familias de trenes con longitudes de vehículos variables, denominados Tren Dinámico Universal-A y Tren Dinámico Universal-B.

En conjunto, los trenes dinámicos universales A y B garantizan resultados envolventes de los efectos dinámicos producidos por los trenes clásicos, articulados y regulares de alta velocidad, tanto actuales, como futuros en Europa, de acuerdo con los requisitos de la especificación técnica europea para interoperabilidad.

C.1.1. Tren Dinámico Universal-A

Se aplicará tanto para tableros continuos como simplemente apoyados de luz $L_\phi \geq 7$ m. Queda definido por la acción conjunta de una familia de 10 trenes articulados. Cada tren está formado por dos locomotoras y un cierto número de coches de pasajeros, con cargas iguales en todos los ejes, según la figura C.1. La familia se obtiene variando el número de coches, la distancia entre ejes y las cargas por eje, según se indica en el cuadro C.1.

[8] UNE-EN 1991-2: 2003. Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 2: Cargas de tráfico en puentes. Septiembre 2003

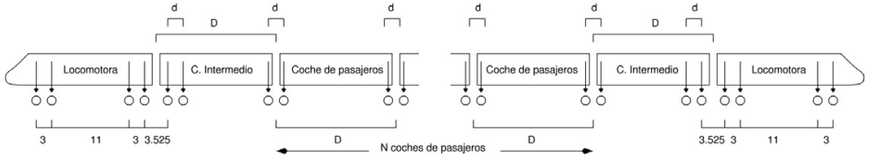


Figura C.1: Definición gráfica del tren Dinámico Universal-A [Distancias en metros]

Tren	*Número de coches de pasajeros* *N*	*Longitud del coche* *D* [m]	*Distancia entre ejes de un bogie* *d* [m]	*Carga nominal por eje* *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

Cuadro C.1: Definición del tren Dinámico Universal-A. (La posición de las cargas de las locomotoras es igual en todos los casos.)

C.1.2. Tren Dinámico Universal-B

Se aplicará para tableros simplemente apoyados de luz $L < 7$ m. Está compuesto por un conjunto de N ejes con cargas puntuales de valor $P = 170$ kN, espaciadas una distancia d (figura C.2). Los valores de d y N se definen en las figuras C.3 y C.4, en función de la luz del tablero.

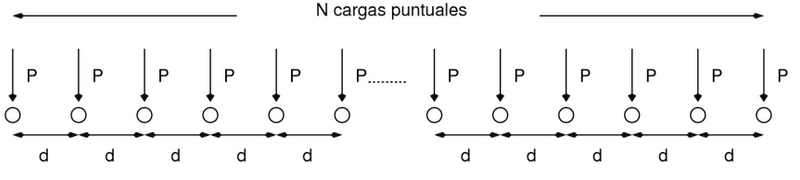


Figura C.2: Definición gráfica del tren Dinámico Universal-B

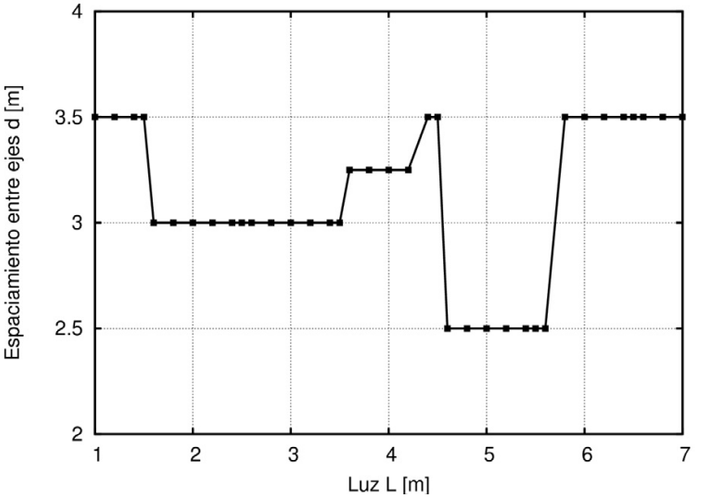


Figura C.3: Espaciamiento uniforme d entre ejes del tren Dinámico Universal-B en función de la luz del puente L

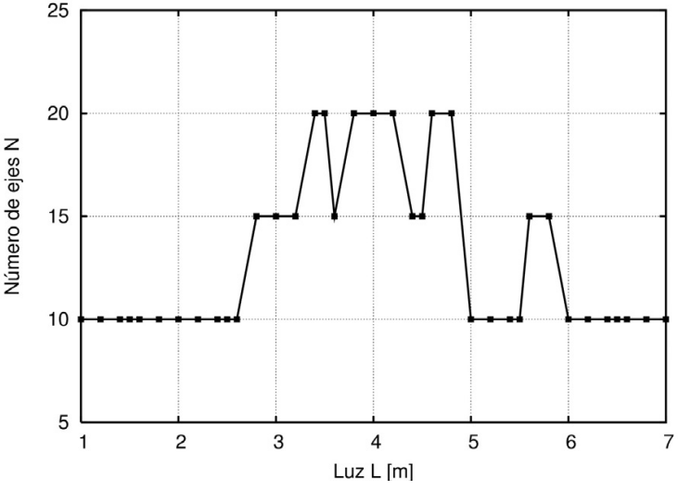


Figura C.4: Número de ejes del tren Dinámico Universal-B, en función de la luz del puente L

C.2. Trenes reales de alta velocidad

Los trenes de alta velocidad existentes en la actualidad en Europa se recogen en forma de cuadros que definen las distancias a partir de la cabeza de la composición (l_k) y la carga de cada eje (F). Estos datos podrán utilizarse para cálculos dinámicos basados en cargas fijas por cada eje.

C.2.1. ICE2

l_k [a]	F [b]	l_k [a]	F [b]
0,00	195,0	177,71	112,0
3,00	195,0	180,21	112,0
11,46	195,0	196,71	112,0
14,46	195,0	199,21	112,0
19,31	112,0	204,11	112,0
21,81	112,0	206,61	112,0
38,31	112,0	223,11	112,0
40,81	112,0	225,61	112,0
45,71	112,0	230,51	112,0
48,21	112,0	233,01	112,0
64,71	112,0	249,51	112,0
67,21	112,0	252,01	112,0
72,11	112,0	256,91	112,0
74,61	112,0	259,41	112,0
91,11	112,0	275,91	112,0
93,61	112,0	278,41	112,0
98,51	112,0	283,31	112,0
101,01	112,0	285,81	112,0
117,51	112,0	302,31	112,0
120,01	112,0	304,81	112,0
124,91	112,0	309,71	112,0
127,41	112,0	312,21	112,0
143,91	112,0	328,71	112,0
146,41	112,0	331,21	112,0
151,31	112,0	336,06	195,0
153,81	112,0	339,06	195,0
170,31	112,0	347,52	195,0
172,81	112,0	350,52	195,0

[a] l_k = Distancia a la cabeza de la composición, en [m].
[b] F = Carga por eje, en [kN].

=

C.2.2. ETR-Y

l_k [a]	F [b]	l_k [a]	F [b]
0,00	187,0	149,90	120,0
3,00	187,0	152,90	120,0
12,00	187,0	168,90	120,0
15,00	187,0	171,90	120,0
19,40	120,0	176,00	120,0
22,40	120,0	179,00	120,0
38,40	120,0	195,00	120,0
41,40	120,0	198,00	120,0
45,50	120,0	202,10	120,0
48,50	120,0	205,10	120,0
64,50	120,0	221,10	120,0
67,50	120,0	224,10	120,0
71,60	120,0	228,20	120,0
74,60	120,0	231,20	120,0
90,60	120,0	247,20	120,0
93,60	120,0	250,20	120,0
97,70	120,0	254,30	120,0
100,70	120,0	257,30	120,0
116,70	120,0	273,30	120,0
119,70	120,0	276,30	120,0
123,80	120,0	280,70	187,0
126,80	120,0	283,70	187,0
142,80	120,0	292,70	187,0
145,80	120,0	295,70	187,0

[a] l_k = Distancia a la cabeza de la composición, en [m].
[b] F = Carga por eje, en [kN].

C.2.3. EUROSTAR 373/1

l_k [a]	F [b]	l_k [a]	F [b]
0,000	170,0	195,095	170,0
3,000	170,0	198,095	170,0
14,000	170,0	213,795	170,0
17,000	170,0	216,795	170,0
20,275	170,0	232,495	170,0
23,275	170,0	235,495	170,0
38,975	170,0	251,195	170,0
41,975	170,0	254,195	170,0
57,675	170,0	269,895	170,0
60,675	170,0	272,895	170,0
76,375	170,0	288,595	170,0
79,375	170,0	291,595	170,0
95,075	170,0	307,295	170,0
98,075	170,0	310,295	170,0
113,775	170,0	325,995	170,0
116,775	170,0	328,995	170,0
132,475	170,0	344,695	170,0
135,475	170,0	347,695	170,0
151,175	170,0	363,395	170,0
154,175	170,0	366,395	170,0
169,875	170,0	369,670	170,0
172,875	170,0	372,670	170,0
188,575	170,0	383,670	170,0
191,575	170,0	386,670	170,0

[a] l_k = Distancia a la cabeza de la composición, en [m].
[b] F = Carga por eje, en [kN].

C.2.4. AVE

l_k [a]	F [b]	l_k [a]	F [b]
0,00	172,1	200,15	172,1
3,00	172,1	203,15	172,1
14,00	170,7	214,15	170,7
17,00	170,7	217,15	170,7
20,28	131,6	220,43	131,6
23,28	131,6	223,43	131,6
38,98	161,9	239,13	161,9
41,98	161,9	242,13	161,9
57,68	169,2	257,83	169,2
60,68	169,2	260,83	169,2
76,38	167,9	276,53	167,9
79,38	167,9	279,53	167,9
95,08	160,5	295,23	160,5
98,08	160,5	298,23	160,5
113,78	167,9	313,93	167,9
116,78	167,9	316,93	167,9
132,48	169,2	332,63	169,2
135,48	169,2	335,63	169,2
151,18	161,9	351,33	161,9
154,18	161,9	354,33	161,9
169,88	131,6	370,03	131,6
172,88	131,6	373,03	131,6
176,16	170,7	376,31	170,7
179,16	170,7	379,31	170,7
190,16	172,1	390,31	172,1
193,16	172,1	393,31	172,1

[a] l_k = Distancia a la cabeza de la composición, en [m].
[b] F = Carga por eje, en [kN].

C.2.5. TALGO AV

l_k [a]	F [b]	l_k [a]	F [b]
0,00	170,0	183,49	170,0
2,65	170,0	186,14	170,0
11,00	170,0	194,49	170,0
13,65	170,0	197,14	170,0
19,13	170,0	202,62	170,0
28,10	170,0	211,59	170,0
41,24	170,0	224,73	170,0
54,38	170,0	237,87	170,0
67,52	170,0	251,01	170,0
80,66	170,0	264,15	170,0
93,80	170,0	277,29	170,0
106,94	170,0	290,43	170,0
120,08	170,0	303,57	170,0
133,22	170,0	316,71	170,0
146,36	170,0	329,85	170,0
155,33	170,0	338,82	170,0
160,80	170,0	344,29	170,0
163,45	170,0	346,94	170,0
171,80	170,0	355,29	170,0
174,45	170,0	357,94	170,0

[a] l_k = Distancia a la cabeza de la composición, en [m].
[b] F = Carga por eje, en [kN].

C.2.6. VIRGIN

l_k [a]	F [b]	l_k [a]	F [b]
0,00	170,0	136,50	170,0
2,70	170,0	139,20	170,0
17,00	170,0	143,40	170,0
19,70	170,0	146,10	170,0
23,90	170,0	160,40	170,0
26,60	170,0	163,10	170,0
40,90	170,0	167,30	170,0
43,60	170,0	170,00	170,0
47,80	170,0	184,30	170,0
50,50	170,0	187,00	170,0
64,80	170,0	191,20	170,0
67,50	170,0	193,90	170,0
71,70	170,0	208,20	170,0
74,40	170,0	210,90	170,0
88,70	170,0	215,10	170,0
91,40	170,0	217,80	170,0
95,60	170,0	232,10	170,0
98,30	170,0	234,80	170,0
112,60	170,0	239,00	170,0
115,30	170,0	241,70	170,0
119,50	170,0	256,00	170,0
122,20	170,0	258,70	170,0

[a] l_k = Distancia a la cabeza de la composición, en [m].
[b] F = Carga por eje, en [kN].

C.2.7. THALYS

l_k [a]	F [b]	l_k [a]	F [b]
0,000	170,0	200,190	170,0
3,000	170,0	203,190	170,0
14,000	170,0	214,190	170,0
17,000	170,0	217,190	170,0
20,275	163,0	220,465	163,0
23,275	163,0	223,465	163,0
38,975	170,0	239,165	170,0
41,975	170,0	242,165	170,0
57,675	170,0	257,865	170,0
60,675	170,0	260,865	170,0
76,375	170,0	276,565	170,0
79,375	170,0	279,565	170,0
95,075	170,0	295,265	170,0
98,075	170,0	298,265	170,0
113,775	170,0	313,965	170,0
116,775	170,0	316,965	170,0
132,475	170,0	332,665	170,0
135,475	170,0	335,665	170,0
151,175	170,0	351,365	170,0
154,175	170,0	354,365	170,0
169,875	163,0	370,065	163,0
172,875	163,0	373,065	163,0
176,150	170,0	376,340	170,0
179,150	170,0	379,340	170,0
190,150	170,0	390,340	170,0
193,150	170,0	393,340	170,0

[a] l_k = Distancia a la cabeza de la composición, en [m].
[b] F = Carga por eje, en [kN].

C.3. Trenes reales característicos del modelo de cargas UIC 71

En este apartado se recogen los trenes reales utilizados en la definición del modelo de cargas UIC 71 y recogidos en la ficha UIC 776-1 R[9]. Dichos trenes se utilizarán para cálculos dinámicos cuando la velocidad de circulación sea menor o igual a 22O km/h. Por lo tanto, no son de aplicación en alta velocidad. A las cargas aquí definidas se les aplicará el coeficiente de clasificación α, definido en 2.3.1.1

[se repite el esquema de cargas hasta una longitud total de 750 m]

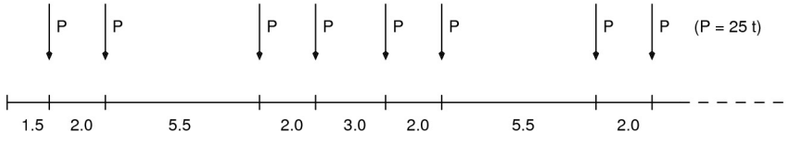


Figura C.5: Tren real 1: tren de vagones para $v \leq 120$ km/h [distancias en m]

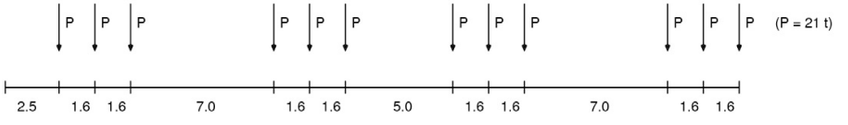


Figura C.6: Tren real 2: locomotoras CC para $v \leq 120$ km/h [distancias en m]

[se repite el esquema de cargas hasta una longitud total de 750 m]

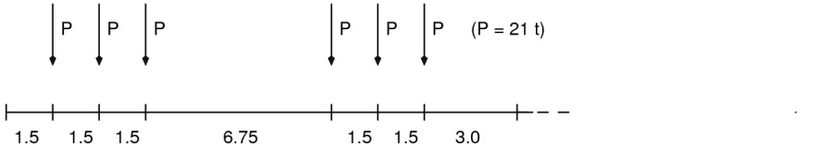


Figura C.7: Tren real 3: tren de vagones para $v \leq 120$ km/h [distancias en m]

[9] UIC - Union internationale des chemins de fer. Fiche 776-1R. «Charges a prendre en consideration dans le calcul des ponts-rails». 5.ª ed, agosto de 2006.

[se repite el esquema de cargas (locomotora–vagones–locomotora) hasta 450 m]

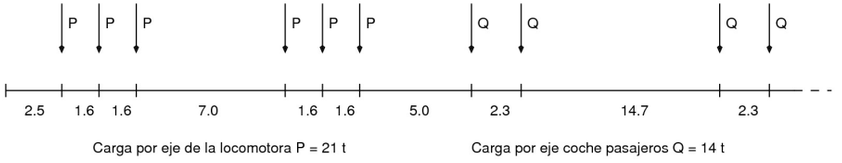


Figura C.8: Tren real 4: tren de pasajeros para $v \leq 250$ km/h [distancias en m]. Para $v > 120$ km/h, no se tomarán valores de α superiores a la unidad ($\alpha \leq 1$)

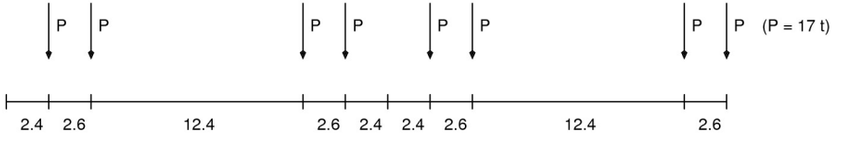


Figura C.9: Tren real 5: turbotren para $v \leq 300$ km/h [distancias en m]. Para $v \leq 300$ km/h, no se tomarán valores de α superiores a la unidad ($\alpha \leq 1$)

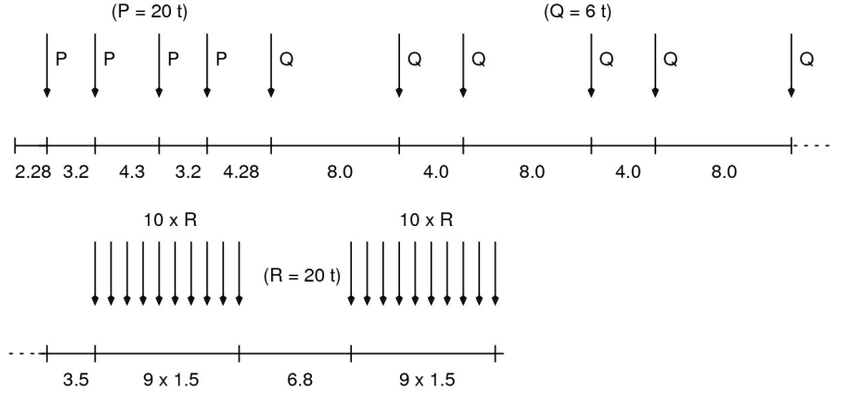


Figura C.10: Tren real 6: convoy excepcional para $v \leq 80$ km/h [distancias en m]

Apéndice D

Tipologías de vía: definición de anchos y carriles

D.1. Ancho de vía

En España se utilizan tres de anchos de vía (s):

- UIC. Fijado por la Conferencia de Berna en 1887 en $1{,}435$ m.
- Ibérico. Establecido en $1{,}668$ m.
- Métrico (o de vía estrecha). Corresponde a un valor de $1{,}000$ m.

Para un mismo ancho de vía, la separación entre ejes de carriles dependerá del tipo de carril utilizado. En la figura D.1 se definen las anchuras de la cabeza del carril (c) y del patín (b), cuyos valores se exponen en el cuadro D.1.

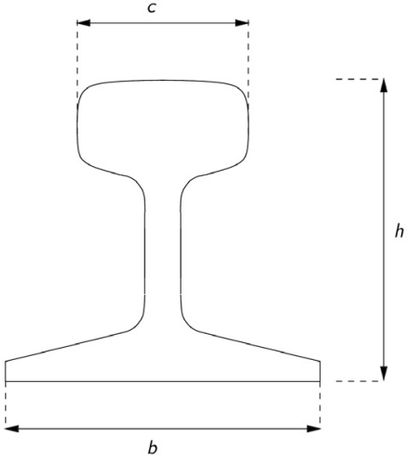


Figura D.1: Algunas cotas geométricas del carril

D.2. Tipos de carril

El tipo de carril dependerá de las características de la línea. La distancia entre ejes de carriles será igual a dos veces la mitad del ancho de la cabeza del carril más el ancho de la vía.

La carga muerta correspondiente al peso del carril se obtendrá del cuadro D.1.

Denominación	*Norma*	*h* [mm]	*b* [mm]	*c* [mm]	Sección [cm^2]	Masa [kg/m]
RN 45	UNE 25122-86	142	130	66	57,05	44,79
UIC 54	UNE 25122-86	159	140	70	69,34	54,43
UIC 60	UNE 25122-86	172	150	72	76,86	60,34
136 RE	AREA	185,74	152,4	74,61	85,90	67,43
115 RE	AREA	168,27	139,7	69,05	72,53	59,90
VIGNOLE 46	NF A 45-313/84	145	134	64,29	59,06	46,36
100 A	BS 11	152,4	133,35	72,03	63,92	50,18

Cuadro D.1: Dimensiones y pesos de los carriles habituales

D.3. Tipos de traviesas

Para la correcta definición de las acciones permanentes en la estructura puede ser necesario considerar el tipo de traviesa utilizada y la separación entre ellas.

En el cuadro D.2 se exponen las características de las traviesas más habituales en función del ancho de vía y de su material constitutivo. Estos valores pueden utilizarse a falta de datos específicos.

Ancho vía	*Material*	*Masa* [kg]	*Longitud* [m]	*Ancho* [m]	d_1 [1] [m]	d_2 [2] [m]
IBÉRICO	madera	180	2,6	0,24	0,6	0,13 – 0,14
IBÉRICO	hormigón bibloque	200	2,5	0,29	0,6	0,20
IBÉRICO	hormigón monobloque	300	2,6	0,30	0,6	0,22 – 0,23
UIC (AI-04)	hormigón monobloque	320	2,6	0,30	0,6	0,24
Métrico	madera	56	1,9	0,22	0,6	0,13 – 0,14
Métrico	hormigón monobloque	185	1,9	0,26	0,6	0,19
Polivalente (PR)	hormigón monobloque	325	2,6	0,30	0,6	0,24
Mixto (3 carriles)	hormigón monobloque	410	2,75	0,30	0,6	0,23

[1] d_1: separación entre ejes de traviesas.
[2] d_2: canto de la traviesa bajo el carril.

Cuadro D.2: Características de las traviesas habituales