

donde:

- μ_a coeficiente de rozamiento adverso
- μ_r coeficiente de rozamiento favorable
- μ_{max} máximo coeficiente de rozamiento del aparato de apoyo (según UNE-EN 1337-2). Para apoyos deslizantes con PTFE, se considerará un coeficiente de rozamiento máximo del 3%, independientemente de la presión a la que esté sometido el apoyo
- α factor que depende del número parcial de apoyos (n) que ejercen bien una coacción favorable o bien una coacción desfavorable para el elemento en estudio. A falta de estudios más precisos, se puede determinar de acuerdo con la *tabla 3.2-a*. Este factor adoptará generalmente valores distintos según se esté calculando μ_a o μ_r

Tabla 3.2-a Factor α

n	α
≤ 4	1
$4 < n < 10$	$\frac{16-n}{12}$
≥ 10	0,5

En general, el rozamiento producido en fase de construcción por procesos de empuje, lanzamiento, ripado, etc. sobre apoyos deslizantes provisionales, suele ser mayor que el producido por los aparatos de apoyo deslizantes definitivos. Por este motivo, el proyectista deberá justificar el valor adoptado para los coeficientes de rozamiento adverso y favorable en las comprobaciones del proceso constructivo, estableciendo además en los planos y pliego de prescripciones del proyecto las medidas oportunas para el control de las fuerzas de rozamiento generadas.

4 ACCIONES VARIABLES (Q)

4.1 SOBRECARGA DE USO

El modelo de carga definido en este apartado para representar la acción del tráfico rodado ha sido calibrado para puentes con longitudes cargadas hasta 200 m (UNE-EN 1991-2). En general, la consideración de este modelo cuando la carga se extiende a una longitud superior estará del lado de la seguridad. Para longitudes cargadas superiores a 200 m, el proyectista podrá adoptar valores o expresiones distintos de los aquí indicados, previa autorización de la Dirección General de Carreteras, siempre que los justifique adecuadamente sobre las mismas bases teóricas que el modelo aquí establecido.

En todas las cargas definidas en este apartado, que se suponen aplicadas estáticamente, está incluido el correspondiente factor de amplificación que tiene en cuenta el carácter dinámico de las mismas.

4.1.1 DIVISIÓN DE LA PLATAFORMA DEL TABLERO EN CARRILES VIRTUALES

A efectos de aplicación de esta Instrucción, se define como *plataforma* del tablero de un puente de carretera la superficie apta para el tráfico rodado (incluyendo, por tanto, todos los carriles de circulación, arcenes, bandas de rodadura y marcas viales) situada a nivel de calzada y comprendida entre los bordillos de las aceras laterales del tablero -si éstas existen- cuando tengan más de 150 mm de altura, o entre caras interiores de los pretilos del tablero, para el resto de los casos.

A efectos de la aplicación de la componente vertical de la sobrecarga de uso sobre el tablero del puente, la plataforma, de ancho w , se dividirá en n_i *carriles virtuales*, de anchura w_i cada uno, con el criterio que se define en la *tabla 4.1-a*.

Tabla 4.1-a Definición de los carriles virtuales

Anchura de la plataforma (w)	Número de carriles virtuales (n_i)	Anchura del carril virtual (w_i)	Anchura del área remanente
$w < 5,4$ m	$n_i = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4$ m $\leq w < 6$ m	$n_i = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$w \geq 6$ m	$n_i = \text{ent} \left(\frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3n_i$

En el caso de que la plataforma esté dividida en dos o más partes separadas por una mediana:

- Si en la mediana se dispone una barrera fija e infranqueable, cada parte de la plataforma (incluidos arcones, marcas viales, etc.) se dividirá de forma independiente en carriles virtuales.
- Si en la mediana se dispone un elemento móvil o rebasable, se tratará toda la plataforma del puente, incluida la mediana, como un único elemento.

La ubicación y numeración de cada carril virtual se determinará conforme a los criterios que se exponen a continuación:

- Para la comprobación de cada estado límite, se considerarán cargados los carriles que sean desfavorables para el efecto en estudio. El carril que genere el efecto más desfavorable se denominará *carril 1*, el segundo más desfavorable se denominará *carril 2*, y así sucesivamente (*figura 4.1-a*)
- Se empleará una única numeración de carriles para todo el tablero, aunque la plataforma soporte dos o más calzadas separadas por barreras fijas y no rebasables. Así pues, para el cálculo del tablero sólo habrá un *carril 1*, un *carril 2*, etc.
- Cuando existan varias calzadas soportadas por tableros separados, cada uno de ellos tendrá una numeración de carriles independiente, a efectos de las comprobaciones de los estados límite del tablero así como de la subestructura, si ésta es independiente para cada tablero. Si dichos tableros están soportados por la misma subestructura, pilas o estribos, a efectos del cálculo de esos elementos, se considerará una numeración de carriles única para el conjunto de los tableros.

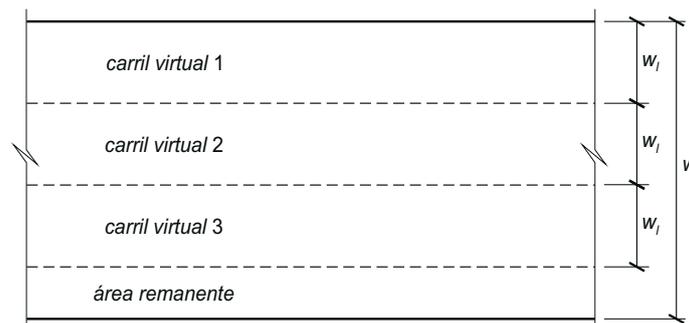


Figura 4.1-a Ejemplo genérico de distribución de carriles virtuales

4.1.2 CARGAS VERTICALES

4.1.2.1 Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos

Se considerará la acción simultánea de las cargas siguientes:

- a) Uno o más vehículos pesados, según el número de carriles virtuales. Cada vehículo pesado estará constituido por dos ejes, siendo Q_{ik} la carga de cada eje, indicada en la *tabla 4.1-b.*, correspondiente al carril i .

Se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

- En cada carril virtual se considerará la actuación de un único vehículo pesado de peso $2Q_{ik}$.
- La separación transversal entre ruedas del mismo eje será de 2,00 m. La distancia longitudinal entre ejes será de 1,20 m (ver *figura 4.1-b*).
- Las dos ruedas de cada eje tendrán la misma carga, que será por tanto igual a $0,5Q_{ik}$.
- A efectos de las comprobaciones generales, se supondrá que cada vehículo pesado actúa centrado en el carril virtual (ver *figura 4.1-b*).
- Para las comprobaciones locales, cada vehículo pesado se situará, transversalmente dentro de cada carril virtual, en la posición más desfavorable. Cuando se consideren dos vehículos pesados en carriles virtuales adyacentes, podrán aproximarse transversalmente, manteniendo una distancia entre ruedas mayor o igual que 0,50 m (ver *figura 4.1-c*).

- Para las comprobaciones locales, la carga puntual de cada rueda de un vehículo pesado se supondrá uniformemente repartida en una superficie de contacto cuadrada de 0,4 m x 0,4 m (ver *figura 4.1-c*). Se considerará que esta carga se reparte con una pendiente 1:1 (H:V), tanto a través del pavimento como a través de la losa del tablero, hasta el centro de dicha losa.
- b) Una sobrecarga uniforme de valor q_{ik} , según la *tabla 4.1-b*, con las consideraciones siguientes:
- En el área remanente, se considerará la actuación de una sobrecarga uniforme de valor q_{rk} , según la *tabla 4.1-b*.
 - La sobrecarga uniforme se extenderá, longitudinal y transversalmente, a todas las zonas donde su efecto resulte desfavorable para el elemento en estudio, incluso en aquellas ya ocupadas por algún vehículo pesado.

Tabla 4.1-b Valor característico de la sobrecarga de uso

Situación	Vehículo pesado $2Q_{ik}$ [kN]	Sobrecarga uniforme q_{ik} (ó q_{rk}) [kN/m ²]
Carril virtual 1	2 · 300	9,0
Carril virtual 2	2 · 200	2,5
Carril virtual 3	2 · 100	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente (q_{rk})	0	2,5

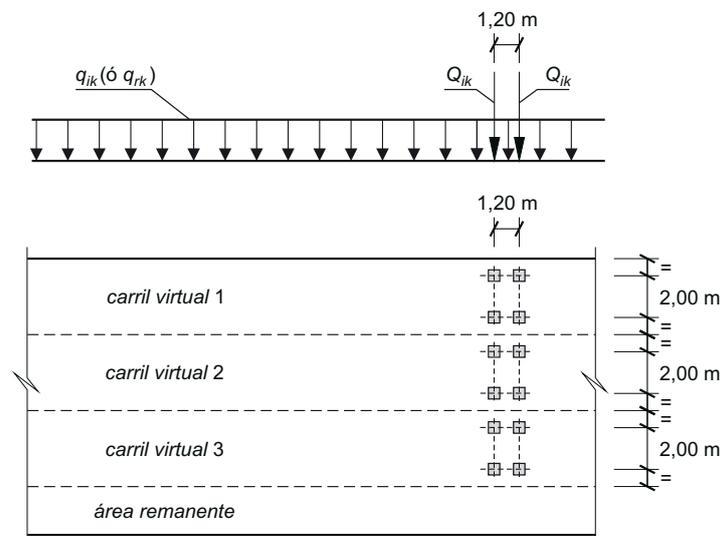


Figura 4.1-b Distribución de vehículos pesados y sobrecarga uniforme

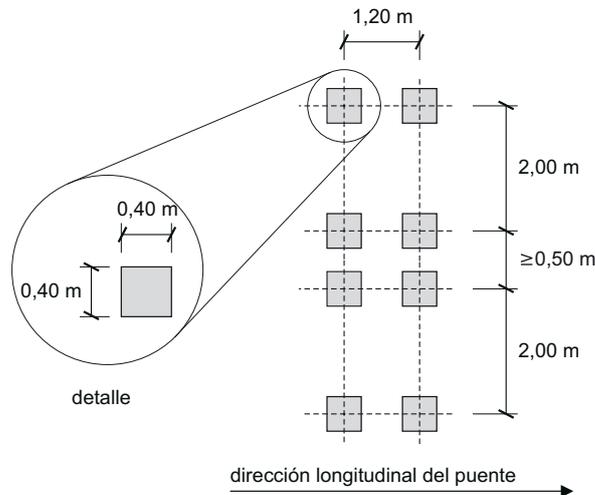


Figura 4.1-c Disposición de vehículos pesados para comprobaciones locales

4.1.2.2 Cargas verticales en zonas de uso peatonal

En las zonas de uso peatonal de los puentes (aceras, rampas y escaleras), se supondrá aplicada una sobrecarga uniforme de 5 kN/m² en las zonas más desfavorables, longitudinal y transversalmente, para el efecto en estudio.

En puentes en los que sean de prever aglomeraciones de personas, se considerará la actuación de la sobrecarga uniforme de 5 kN/m² en lugar de las cargas verticales debidas al tráfico de vehículos definidas en el apartado 4.1.2.1 anterior, para aquellos casos en que sea más desfavorable para el elemento en estudio. Esta carga, prevista a efectos de comprobaciones generales, estará asociada únicamente a situaciones de cálculo transitorias.

4.1.3 FUERZAS HORIZONTALES

4.1.3.1 Frenado y arranque

El frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos, dará lugar a una fuerza horizontal uniformemente distribuida en la dirección longitudinal de la carretera soportada por el puente, y se supondrá aplicada al nivel de la superficie del pavimento.

En caso de que la vía disponga de carriles de sentidos opuestos de circulación, se considerará como de sentido único si esta hipótesis resulta más desfavorable.

El valor característico de esta acción Q_{hk} será igual a una fracción del valor de la carga característica vertical que se considere actuando sobre el carril virtual número 1, de acuerdo con la expresión:

$$Q_{hk} = 0,6 \cdot 2Q_{1k} + 0,1 q_{1k} w_1 L$$

siendo L la distancia entre juntas contiguas, o longitud del puente si éstas no existieran, y el significado de las demás variables el definido en el apartado anterior.

Para el caso de carril virtual de 3 m de anchura y $L > 1,20$ m, esta expresión queda como sigue:

$$Q_{hk} = 360 + 2,7 L$$

El valor de Q_{hk} estará limitado superior e inferiormente según lo indicado a continuación:

$$180 \text{ kN} \leq Q_{hk} \leq 900 \text{ kN}$$

4.1.3.2 Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales

En puentes de planta curva, los vehículos generan una fuerza transversal centrífuga Q_{tk} de valor:

$$\begin{aligned} Q_{tk} &= 0,2 Q_v && \text{si } r < 200 \text{ m} \\ Q_{tk} &= 40 \frac{Q_v}{r} && \text{si } 200 \text{ m} \leq r \leq 1500 \text{ m} \\ Q_{tk} &= 0 && \text{si } r > 1500 \text{ m} \end{aligned}$$

siendo:

$$Q_v = \sum 2Q_{ik} \quad \text{peso total de los vehículos pesados [kN], según 4.1.2.1}$$

$$r \quad \text{radio del eje del tablero en planta [m]}$$

La fuerza Q_{tk} así definida se considerará como una fuerza puntual, en la superficie del pavimento, que actúa horizontalmente en dirección perpendicular al eje del tablero y en cualquier sección transversal del mismo.

Además, en puentes curvos de radio menor de 1500 m, se tendrá en cuenta el efecto del derrape durante el frenado mediante una fuerza transversal Q_{trk} , en la superficie del pavimento, igual al 25% de la fuerza de frenado o arranque Q_{fk} , definida en el apartado 4.1.3.1, que actúa simultáneamente con ella.

4.1.4 GRUPOS DE CARGAS DE TRÁFICO

La concomitancia de las distintas componentes de la sobrecarga de uso, definidas en los apartados anteriores, se tendrá en cuenta mediante la consideración de los grupos de cargas de tráfico indicados en la tabla 4.1-c.

Los valores de las acciones que figuran en los apartados 4.1.2 y 4.1.3 son valores característicos de esas acciones consideradas individualmente. Cuando dichas acciones entran a formar parte de un grupo de cargas de tráfico, lo hacen con los valores que se recogen en la tabla 4.1-c.

Tabla 4.1-c Grupos de cargas de tráfico Concomitancia de las diferentes componentes de la sobrecarga de uso

Grupos de cargas ⁽¹⁾	Plataforma						Aceras	
	Cargas verticales			Fuerzas horizontales				Cargas verticales
	Vehículos pesados	Sobrecarga uniforme	Aglomeración de personas	Frenado y arranque	Fuerza centrífuga y transversal			
gr 1 (Cargas verticales)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	-	-	-	Valor reducido: 2,5 kN/m ²		
gr 2 (Fuerzas horizontales)	Valor reducido ⁽²⁾ : $\psi_1 Q_{ik}$	Valor reducido ⁽²⁾ : $\psi_1 q_{ik}$	-	Valor característico (apartado 4.1.3.1)	Valor característico (apartado 4.1.3.2)	-		
gr 3 (Peatones)	-	-	-	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)		
gr 4 (Aglomeraciones)	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)		

(1) La denominación de los grupos de cargas hace referencia a la componente dominante del grupo

(2) Se define como valor reducido el que corresponde al valor frecuente que figura en la tabla 6.1-a, es decir:

$\psi_1 = 0,75$ para los vehículos pesados

$\psi_1 = 0,40$ para la sobrecarga uniforme

Se considera que estos grupos, que son excluyentes entre sí, definen el valor característico de la sobrecarga de uso cuando se combina con el resto de las acciones (cargas permanentes, viento, etc.).

Se considerará la combinación de cada uno de los grupos de cargas con el resto de las acciones cuando sean pertinentes para el efecto en estudio.

4.1.5 TREN DE CARGAS PARA LA COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE FATIGA

Para la comprobación del estado límite último de fatiga se considerarán las acciones variables repetidas producidas por la acción del tráfico que se prevé que actúen a lo largo de la vida útil del puente.

El efecto de estas cargas repetidas puede ser representado por el *modelo de cargas para fatiga* consistente en un vehículo de 4 ejes, de dos ruedas cada eje, que se representa en la *figura 4.1-d*. La carga en cada eje será de 120 kN y la superficie de contacto de cada rueda se tomará igual a un cuadrado de 0,40 x 0,40 m. La separación entre ejes y entre las ruedas de un mismo eje será la que se indica en la *figura 4.1-d*. A efectos de comprobación a fatiga no se considerará ninguna carga horizontal.

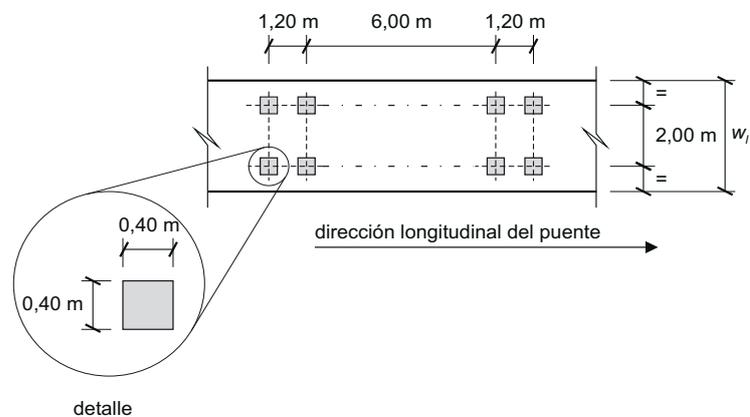


Figura 4.1-d Tren de cargas para la comprobación del estado límite de fatiga

Para el cálculo de las tensiones máximas y mínimas que produce el modelo de cargas de fatiga se considera la actuación de un sólo vehículo como el definido en el párrafo anterior. Este vehículo se supondrá centrado en el *carril virtual 1* (el más desfavorable para el efecto estudiado).

El modelo de cargas definido incluye el coeficiente de impacto correspondiente a una superficie de rodadura de *buena calidad* (según ISO 8608). Para la comprobación de aquellos elementos estructurales que estén a una distancia menor de 6 m de una junta de calzada se tomará un factor de amplificación dinámico adicional de 1,3.

Alternativamente al vehículo definido anteriormente, para la comprobación del estado límite de fatiga, se podrán emplear datos reales de tráfico, ajustados o extrapolados, en su caso, por métodos estadísticos apropiados, previa autorización de la Dirección General de Carreteras. Estos datos de tráfico deberán ser multiplicados por el correspondiente factor de amplificación dinámico, que tendrá en cuenta entre otros aspectos la regularidad superficial del pavimento.

4.1.6 SOBRECARGA DE USO EN TERRAPLENES ADYACENTES A LA ESTRUCTURA

Para el cálculo de empujes del terreno sobre elementos de la estructura en contacto con él, (estribos, muros, etc.) se considerará actuando en la parte superior del terraplén, en la zona por donde pueda discurrir el tráfico, el modelo de cargas verticales definido en el *apartado 4.1.2*. Alternativamente, podrá adoptarse el modelo simplificado consistente en una sobrecarga uniforme de 10 kN/m².

Esta sobrecarga se tendrá en cuenta únicamente en los casos en que las cargas producidas por el tráfico actúen a una distancia, medida en horizontal, menor o igual a la mitad de la altura del elemento de la estructura sobre el que actúe el empuje.

A efectos de la aplicación de los coeficientes parciales que figuran en el *capítulo 6*, se considerará como una misma acción la componente gravitatoria de esta sobrecarga y el empuje a que da lugar. Además, esta acción se considerará con su valor característico como único valor representativo (ver *apartado 6.1.2*).

4.1.7 EMPUJES SOBRE BARANDILLAS

Las fuerzas transmitidas por la barandilla al tablero dependerán de la *clase de carga* de la barandilla proyectada, según la EN 1317-6. En puentes y pasarelas, se adoptará una *clase de carga* tal que la fuerza horizontal perpendicular al elemento superior de la barandilla sea como mínimo 1,5 kN/m.

Esta fuerza horizontal se considerará actuando simultáneamente con la sobrecarga uniforme definida en el apartado 4.1.2.2.

4.1.8 SOBRECARGA DE USO EN PASARELAS

Para la determinación de los efectos estáticos de la sobrecarga de uso debida al tráfico de peatones, se considerará la acción simultánea de las cargas siguientes:

- Una carga vertical uniformemente distribuida q_{fk} de valor igual a 5 kN/m²
- Una fuerza horizontal longitudinal Q_{fk} de valor igual al 10% del total de la carga vertical uniformemente distribuida, actuando en el eje del tablero al nivel de la superficie del pavimento

Ambas cargas se consideran como una acción única, cuyo valor constituye el valor característico de la sobrecarga de uso cuando se combina con el resto de las acciones (cargas permanentes, viento, etc.).

La fuerza horizontal Q_{fk} será en general suficiente para asegurar la estabilidad horizontal longitudinal de la pasarela; no así la estabilidad horizontal transversal, que deberá asegurarse mediante la consideración de las acciones correspondientes.

A efectos de las comprobaciones locales, se considerará una carga vertical puntual Q_{fkk} de valor igual a 10 kN, actuando sobre una superficie cuadrada de 0,10 m de lado.

Cuando, de acuerdo con el capítulo 7, sea necesario efectuar un análisis dinámico, se tendrá en cuenta lo indicado al respecto en dicho capítulo.

4.2 VIENTO

En general, la acción del viento se asimilará a una carga estática equivalente, salvo que, de acuerdo con el apartado 4.2.9, sea necesario además considerar los efectos aeroelásticos.

Para la obtención de la carga estática equivalente a la acción del viento, se seguirán las indicaciones que figuran en los apartados 4.2.1 a 4.2.8.

El proyectista podrá adoptar valores o expresiones distintos de los aquí indicados, previa autorización de la Dirección General de Carreteras, siempre que los justifique adecuadamente por disponer de medidas de velocidad de viento en el lugar durante un periodo 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 su coeficiente de fuerza (también llamado coeficiente de arrastre).

4.2.1 VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO

La *velocidad básica fundamental* del viento $v_{b,0}$ es la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos, con un periodo de retorno T de 50 años, medida con independencia de la dirección del viento y de la época del año en una zona plana y desprotegida frente al viento, equivalente a un entorno de puente tipo II (según se definen en el apartado 4.2.2), a una altura de 10 m sobre el suelo.

A partir de la *velocidad básica fundamental* del viento $v_{b,0}$, se obtendrá la *velocidad básica* v_b mediante la expresión:

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0}$$

donde:

- | | |
|--------------|--|
| v_b | velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años [m/s] |
| c_{dir} | factor direccional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1,0 |
| c_{season} | factor estacional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1,0 |
| $v_{b,0}$ | velocidad básica fundamental del viento [m/s] (según el mapa de isotacas de la figura 4.2-a) |

Para un periodo de retorno diferente de 50 años, la velocidad básica del viento $v_b(T)$ será:

$$v_b(T) = v_b c_{prob}$$

donde:

- | | |
|----------|--|
| $v_b(T)$ | velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T |
| T | periodo de retorno [años] |

c_{prob} factor de probabilidad, obtenido de la siguiente fórmula:

$$c_{prob} = \left\{ \frac{1 - K \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]}{1 - K \ln \left[-\ln (0,98) \right]} \right\}^n$$

tomando para los parámetros K y n los valores siguientes: $K = 0,2$ y $n = 0,5$

Para situaciones persistentes, a falta de estudios específicos, se considerará un periodo de retorno de 100 años ($c_{prob} = 1,04$).

Para situaciones transitorias, se tomarán los periodos de retorno indicados en la *tabla 4.2-a*, salvo que se justifiquen adecuadamente otros valores.

Tabla 4.2-a Periodos de retorno para situaciones transitorias

Duración de la situación	Periodo de retorno, T [años]
≤ 3 días	2
> 3 días y ≤ 3 meses	5
> 3 meses y ≤ 1 año	10
> 1 año	50



Figura 4.2-a Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$ (Coincide con el mapa correspondiente del Código Técnico de la Edificación)

4.2.2 VELOCIDAD MEDIA DEL VIENTO

La velocidad media del viento $v_m(z)$ a una altura z sobre el terreno dependerá de la rugosidad del terreno, de la topografía y de la velocidad básica del viento v_b , y se determinará según la expresión siguiente:

$$v_m(z) = c_r(z) c_o v_b(T)$$

donde:

$v_b(T)$ velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T

c_o factor de topografía, que se tomará habitualmente igual a 1,0. En valles en los que se pueda producir un encauzamiento del viento actuante sobre el puente, se tomará para c_o un valor de 1,1. Cuando existan obstáculos naturales susceptibles de perturbar apreciablemente el flujo del viento sobre el puente, el valor de c_o se determinará mediante un estudio específico

$c_r(z)$ factor de rugosidad obtenido de la siguiente fórmula:

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para } z \geq z_{min}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{para } z < z_{min}$$

siendo:

z altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o respecto del nivel mínimo del agua bajo el puente [m]

k_r factor del terreno, según *tabla 4.2-b*

z_0 longitud de la rugosidad, según *tabla 4.2-b*

z_{min} altura mínima, según *tabla 4.2-b*

A efectos de calcular los parámetros anteriores, se considerarán los cinco tipos de entorno 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 15% de la superficie esté edificada y la altura media de los edificios exceda de 15 m.

Tabla 4.2-b Coeficientes k_r , z_0 , y z_{min} según el tipo de entorno

Tipo de entorno	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0	0,156	0,003	1
I	0,170	0,01	1
II	0,190	0,05	2
III	0,216	0,30	5
IV	0,235	1,00	10

4.2.3 EMPUJE DEL VIENTO

El empuje producido por el viento se calculará por separado para cada elemento del puente, teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- El área expuesta al viento o las características aerodinámicas del elemento pueden resultar modificadas por la materialización de otras acciones actuando en la estructura (nieve, sobrecargas de uso, etc.).
- En situaciones transitorias, algunos elementos pueden presentar superficies de exposición al viento diferentes a las definitivas (por ejemplo, cajón abierto frente a cerrado). Además, los elementos auxiliares de construcción pueden añadir superficies adicionales a tener en cuenta.

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

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \rho v_b^2(T) \right] c_e(z) c_f A_{ref}$$

siendo:

F_w empuje horizontal del viento [N]

$\frac{1}{2} \rho v_b^2(T)$ presión de la velocidad básica del viento q_b [N/m²]

- ρ densidad del aire, que se tomará igual a 1,25 kg/m³
- $v_b(T)$ velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T
- c_f coeficiente de fuerza del elemento considerado (*figura 4.2-b*)
- A_{ref} área de referencia, que se obtendrá como la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento [m²]
- $c_e(z)$ coeficiente de exposición en función de la altura z calculado según la fórmula siguiente¹:

$$c_e(z) = k_r^2 \left[c_o^2 \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7 k_l c_o \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right] \quad \text{para } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{para } z < z_{min}$$

donde:

- k_l factor de turbulencia, que se tomará igual a 1,0
- c_o, z_0 y z_{min} según se definen en el *apartado 4.2.2*

El producto $c_f A_{ref}$ se calculará según las reglas que se exponen a continuación o bien mediante ensayos en túnel aerodinámico, lo cual será recomendable en puentes de gran luz. En este caso deberán considerarse tres ángulos de incidencia respecto a la horizontal: -6°, 0° y +6°.

¹ La fórmula del texto se obtiene desarrollando la expresión:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$$

con el significado de las variables que se indica a continuación:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2(T) \quad \text{presión de la velocidad básica del viento [N/m}^2\text{]}$$

$$q_p(z) = \left[\frac{1}{2} \rho v_m^2(z) \right] [1 + 7 I_v(z)] \quad \text{presión de la velocidad punta del viento a una altura } z \text{ sobre el terreno}$$

$v_m(z)$ velocidad media del viento definida en 4.2.2

$I_v(z)$ intensidad de la turbulencia a una altura z , definida como la desviación estándar de la turbulencia dividida por la velocidad media, según la expresión:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_o \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} \quad \text{para } z \geq z_{min}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{para } z < z_{min}$$

donde:

σ_v desviación estándar de la componente turbulenta del viento, obtenida de la expresión:
 $\sigma_v = k_r v_b k_l$

k_l factor de turbulencia, que se tomará igual a 1,0

$v_m(z), c_o, z_0, z_{min}, k_r$ y v_b según se definen en los *apartados 4.2.1 y 4.2.2*

El empuje del viento se aplicará sobre el centro de gravedad del área de referencia del elemento A_{ref} .

Se supondrá que el efecto de la sobrecarga de uso equivale a un área expuesta cuya altura se considerará igual a:

- 2 m en puentes de carretera
- 1,25 m en pasarelas

Dichas alturas se medirán desde la superficie del pavimento y se tendrán en cuenta para el cálculo tanto del coeficiente de fuerza, como del área. En el caso de coexistir distintos tipos de carga sólo se considerará la de altura más desfavorable.

Cuando sea necesario considerar el efecto del ocultamiento sobre 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), el coeficiente de fuerza del elemento oculto se multiplicará por el coeficiente de ocultamiento η definido en la *tabla 4.2-c*, donde λ es la relación de solidez, definida como:

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

siendo:

- λ relación de solidez correspondiente al elemento de barlovento más próximo
- A_n área sólida neta o real (descontando los huecos) que el elemento de barlovento presenta al viento
- A_{tot} área bruta o total (sin descontar huecos) del elemento de barlovento delimitada por su contorno externo

Y donde s_r es el espaciamiento relativo, definido como:

$$s_r = s / h_p$$

siendo:

- s_r espaciamiento relativo entre el elemento de barlovento y el de sotavento
- s distancia horizontal entre las superficies de ambos elementos, proyectadas sobre un plano perpendicular a la dirección del viento
- h_p altura protegida u ocultada por el elemento de barlovento

	$\frac{B}{h}$								
	$\leq 0,2$	0,4	0,6	0,7	1,0	2,0	5,0	$\geq 10,0$	
c_f	2,0	2,2	2,35	2,4	2,1	1,65	1,0	0,9	
			sección circular con superficie lisa y tal que: $\varnothing v_b (T) \sqrt{c_e(z)} > 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 0,7$						
				sección circular con superficie rugosa ^(*) , o lisa tal que: $\varnothing v_b (T) \sqrt{c_e(z)} < 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 1,2$					

(*) Se tomará siempre superficie rugosa excepto si la rugosidad superficial equivalente resulta menor de $\phi \cdot 10^{-5} \text{ m}$

Figura 4.2-b Coeficiente de fuerza c_f para las secciones más habituales

Tabla 4.2-c Coeficiente de ocultamiento η

Espaciamiento relativo s_r	Relación de solidez λ					
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	$\geq 0,6$
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

Siempre que el viento actúe simultáneamente con las sobrecargas de uso, el valor resultante de la fuerza equivalente del viento se combinará con el resto afectado por los correspondientes factores de simultaneidad ψ , definidos en el apartado 6.1 de esta Instrucción, y deberá aplicarse sobre la longitud ocupada por vehículos que resulte más desfavorable, independientemente de la zona de aplicación de las acciones verticales debidas a la propia sobrecarga de uso.

4.2.4 DIRECCIÓN DEL VIENTO

Para evaluar la acción del viento sobre la estructura se considerará su actuación en dos direcciones:

- Perpendicular al eje del tablero: dirección transversal (X). Esta componente podrá ir acompañada de una componente asociada en dirección vertical (Z).
- Paralela al eje del tablero: dirección longitudinal (Y).

Si el tablero es de planta curva, se supondrá que la dirección longitudinal es la de la cuerda que une los dos extremos del puente y que la dirección transversal es su perpendicular. 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.

Alternativamente, para el cálculo del efecto del viento sobre el tablero, se podrá considerar, y siempre que la amplitud angular del arco definido en planta por el tablero no supere 90° , lo siguiente:

- un viento radial, normal a la superficie lateral del tablero en cada punto, cuyo valor característico será el mismo que el definido para el viento transversal sobre el tablero en el apartado 4.2.5.1
- un viento tangencial a la directriz en cada punto, cuyo valor característico será el mismo que el definido para el viento longitudinal sobre el tablero en el apartado 4.2.5.2.

Análogamente, en las pilas de puentes de tablero curvo en planta, y siempre que la amplitud angular del arco definido por el tablero no supere 90° , se podrá considerar que las dos direcciones del viento son:

- perpendicular a la directriz del tablero en cada pila, que se considerará concomitante con el viento transversal sobre el tablero
- tangente a la directriz del tablero en cada pila, que se considerará concomitante con el viento longitudinal sobre el tablero

En general, se considerará que la acción del viento en las direcciones transversal y longitudinal no es concomitante. La componente vertical del viento, dirección Z, se considerará concomitante sólo con la dirección transversal del viento.

En el caso particular de que las características topográficas del emplazamiento produzcan habitualmente vientos en dirección oblicua al eje del tablero, o cuando la estructura pueda ser especialmente sensible a vientos oblicuos, se comprobará además la seguridad estructural para estos vientos. Para ello se determinará la presión de la velocidad básica del viento, $1/2 \rho v_b^2(T)$, correspondiente a la dirección oblicua, se descompondrá vectorialmente esta presión en las dos direcciones, longitudinal y transversal, se calcularán independientemente los empujes correspondientes y ambos se considerarán aplicados simultáneamente sobre la estructura.

4.2.5 EMPUJE DEL VIENTO SOBRE TABLEROS**4.2.5.1 Efectos provocados por el viento transversal****4.2.5.1.1 Empuje horizontal**

En el cálculo del empuje transversal del viento sobre el tablero, a efectos de aplicación de esta Instrucción, se pueden distinguir dos tipos de tablero: de alma llena y de celosía.

a) Tableros de alma llena

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

Para el cálculo del empuje transversal (dirección X) sobre estos tableros se entenderá que el área de referencia $A_{ref,x}$ es el producto de la longitud del tramo de puente considerado por la altura equivalente h_{eq} .

A falta de datos experimentales, el coeficiente de fuerza en la dirección X se determinará mediante la expresión:

$$c_{f,x} = 2,5 - 0,3(B/h_{eq})$$

donde:

B anchura total del tablero [m]

h_{eq} altura equivalente [m] obtenida considerando, además del propio tablero (en el caso de un tablero de vigas o varios cajones, se considerará únicamente el elemento de mayor canto), la altura de cualquier elemento no estructural que sea totalmente opaco frente al viento o, si se tiene en cuenta la presencia de la sobrecarga de uso, la altura de ésta, en caso de ser más desfavorable.

En cualquier caso, el coeficiente $c_{f,x}$ se considerará limitado por los valores siguientes:

$$1,3 \leq c_{f,x} \leq 2,4$$

Si los elementos no estructurales (sistemas de contención, barandillas o pantallas) son permeables al viento, no se considerarán en la determinación de esta altura equivalente h_{eq} , y el empuje que soportan y transmiten se calculará de forma independiente, según se indica en el apartado 4.2.7.

El valor del coeficiente de fuerza $c_{f,x}$ y sus límites inferior y superior 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 su coeficiente de fuerza en un 0,5% por cada grado sexagesimal de inclinación, con una reducción máxima de un 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.

b) Tableros de tipo 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, si procede, su coeficiente de fuerza por el coeficiente de ocultamiento η anteriormente definido en el apartado 4.2.3. El empuje total obtenido no será mayor que el de un tablero de sección rectangular del mismo canto y anchura.

Al igual que para los tableros de alma llena, si los elementos de contención o las barandillas son permeables al paso del aire, el empuje que soportan y transmiten se calculará de forma independiente, según se indica en el apartado 4.2.7.

Las sobrecargas de uso se tendrán en cuenta, para el cálculo del empuje horizontal de viento, de la misma forma que en los tableros de alma llena, sin reducir su área sólida expuesta por la presencia de las celosías, aunque el tablero esté embebido en las propias celosías.

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

$c_{f,x} = 1,8$ para perfiles de celosía con caras planas

$c_{f,x} = 1,2$ para perfiles cilíndricos lisos de diámetro ϕ que cumplan la condición:
 $\phi v_b(T) \sqrt{c_e(z)} < 6 \text{ m}^2/\text{s}$

$c_{f,x} = 0,7$ para perfiles cilíndricos lisos de diámetro ϕ que cumplan la condición:
 $\phi v_b(T) \sqrt{c_e(z)} > 6 \text{ m}^2/\text{s}$

siendo $v_b(T)$ la velocidad básica y $c_e(z)$ el coeficiente de exposición, definidos en los *apartados* 4.2.1 y 4.2.3, respectivamente.

4.2.5.1.2 Empuje vertical

Se considerará un empuje vertical, dirección Z, sobre el tablero actuando en el sentido más desfavorable, igual a:

$$F_{w,z} = \left[\frac{1}{2} \rho v_b^2(T) \right] c_e(z) c_{f,z} A_{ref,z}$$

donde:

$F_{w,z}$	empuje vertical del viento [N]
$1/2 \rho v_b^2(T)$	presión de la velocidad básica del viento definida en el <i>apartado</i> 4.2.3 [N/m ²]
$c_e(z)$	coeficiente de exposición definido en el <i>apartado</i> 4.2.3
$c_{f,z}$	coeficiente de fuerza en la dirección vertical Z, que se tomará igual a $\pm 0,9$
$A_{ref,z}$	área en planta del tablero [m ²]

En caso de disponer de ensayos de la sección del tablero en túnel aerodinámico, se considerará el empuje vertical máximo del viento obtenido para los tres ángulos de incidencia respecto a la horizontal definidos el *apartado* 4.2.3.

4.2.5.1.3 Momento de vuelco sobre el tablero

A falta de datos precisos sobre el momento de vuelco ejercido por la acción combinada de los empujes transversal (dirección X) y vertical (dirección Z) de viento sobre el tablero, se supondrá que:

- El empuje transversal está aplicado a la altura que se indica a continuación, medida respecto a la base del tablero:
 - En tableros de alma llena, el 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.
 - En tableros de tipo celosía, la media 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 de la anchura del tablero.

4.2.5.2 Empuje provocado por el viento longitudinal

Se considerará un empuje horizontal paralelo al eje del puente (dirección Y) sobre los elementos de desarrollo longitudinal (tablero, pretilos y barandillas).

Este empuje longitudinal será una fracción del empuje transversal producido por el viento transversal (dirección X), multiplicado por un coeficiente reductor. El valor de dicha fracción será:

- 25% para los elementos sólidos (tableros tipo cajón, losa o vigas, sistemas de contención no permeables, pantallas anti-ruido, sobrecarga de uso, etc.). Para el cálculo de este empuje longitudinal no se considerará la reducción debida a la inclinación de las almas en los tableros de alma llena.
- 50% para los elementos que presenten huecos (tableros tipo celosía, sistemas de contención permeables, barandillas y, en su caso, sobrecargas de uso).

El coeficiente reductor, será el definido por la expresión:

$$1 - \left[\frac{7}{c_o \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7} \right] \Phi[L/L(z)]$$

donde:

c_o factor de topografía definido en el apartado 4.2.2

$$\Phi [L/L(z)] = 0,230 + 0,182 \ln [L/L(z)]$$

$$\text{siendo: } 0 \leq \Phi [L/L(z)] \leq 1$$

L longitud sobre la cual actúa el empuje longitudinal [m]. Se tomará igual a la longitud total del puente

$L(z)$ longitud integral de la turbulencia [m] definida por:

$$L(z) = \begin{cases} 300(z_{min}/200)^\alpha & \text{para } z < z_{min} \\ 300(z/200)^\alpha & \text{para } z_{min} \leq z \leq 200 \\ 300 & \text{para } z > 200 \end{cases}$$

z altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o de la cota mínima del nivel de agua bajo el puente [m]

z_o, z_{min} coeficientes definidos en la tabla 4.2-b

α coeficiente definido en la tabla 4.2-d

Tabla 4.2-d Coeficiente α según el tipo de entorno

Tipo de entorno	α
0	0,38
I	0,44
II	0,52
III	0,61
IV	0,67

4.2.6 EMPUJE DEL VIENTO SOBRE PILAS

El empuje se obtendrá en función del área de referencia y el coeficiente de fuerza adecuado a la forma de su sección transversal. En la figura 4.2-b se indican los coeficientes de fuerza de las secciones de cálculo más usuales.

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

$$1 - 2,5 r/h \geq 0,5$$

siendo h la dimensión transversal definida en dicha figura.

Para secciones de pila no incluidas en la figura 4.2-b, se adoptará un valor del coeficiente de fuerza c_f contrastado por la experiencia u obtenido mediante ensayos en túnel aerodinámico. Para secciones sin superficies cóncavas, se podrá adoptar un valor de $c_f = 2,2$ sin necesidad de justificación mediante ensayos.

Las pilas de sección variable, o aquellas en las que el coeficiente de exposición $c_e(z)$ varíe apreciablemente a lo largo de su altura, se dividirán en tramos, adoptando en cada uno el valor correspondiente del coeficiente de exposición $c_e(z)$, del área de referencia A_{ref} y del coeficiente de fuerza c_f .

Se tomará como área de referencia la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento.

Cuando en las pilas no se puedan despreciar las sollicitaciones de torsión debidas al viento, se considerará que el empuje sobre la superficie considerada actúa con una excentricidad respecto a su eje de 1/10 de la anchura de dicha superficie.

La dirección del viento a considerar en los cálculos será la que se indica en el apartado 4.2.4.

4.2.7 EMPUJE DEL VIENTO SOBRE OTROS ELEMENTOS DEL PUENTE

El empuje de viento sobre sistemas de contención y barandillas permeables, se obtendrá a partir del área de referencia y del coeficiente de fuerza específico de cada uno de sus elementos. Para las secciones no incluidas en la *figura 4.2-b*, el coeficiente de fuerza de cada uno de ellos $c_{f,x}$ se tomará igual a 2,2 salvo que se justifique adecuadamente otro valor más preciso.

Se tomará como área de referencia la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento.

El cálculo del empuje de viento sobre otros elementos del puente tales como cables, péndolas o los sistemas de iluminación y señalización, se realizará también a partir de las áreas de referencia y los coeficientes de fuerza indicados en la *figura 4.2-b*. En este caso será necesario tener en cuenta el empuje sobre todos los elementos sin considerar posibles efectos de apantallamiento.

4.2.8 CÁLCULO SIMPLIFICADO DEL EMPUJE EN TABLEROS Y PILAS

En puentes de menos de 40 m de luz (medida entre ejes de apoyos) y de menos de 20 m de altura máxima de pila, podrá considerarse únicamente el viento transversal, con los valores de empuje unitario F_w / A_{ref} indicados en las *tablas 4.2-e* y *4.2-f*, siempre que se cumplan las condiciones siguientes:

$$c_{f,x} \leq 1,8 \text{ en tableros}$$

$$c_{f,x} \leq 2,2 \text{ en pilas}$$

$$c_o = 1,0$$

$$c_{prob} \leq 1,04$$

Tabla 4.2-e Empujes unitarios en puentes con altura de pila: $H_{max} \leq 10 \text{ m}$

Tipo de entorno (apartado 4.2.2)	Empuje sobre tablero [kN/m ²]			Empuje sobre pilas [kN/m ²]		
	$v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 29 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 29 \text{ m/s}$
0	2,58	2,78	3,21	3,16	3,40	3,93
I	2,29	2,47	2,85	2,79	3,01	3,47
II	1,94	2,09	2,41	2,37	2,56	2,95
III	1,47	1,58	1,83	1,80	1,94	2,23
IV	0,93	1,00	1,15	1,14	1,23	1,42

Tabla 4.2-f Empujes unitarios en puentes con altura de pila: $H_{max} = 20 \text{ m}$

Tipo de entorno (apartado 4.2.2)	Empuje sobre tablero [kN/m ²]			Empuje sobre pilas [kN/m ²]		
	$v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 29 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 29 \text{ m/s}$
0	2,93	3,16	3,65	3,58	3,86	4,45
I	2,64	2,85	3,29	3,23	3,48	4,02
II	2,31	2,49	2,88	2,83	3,05	3,52
III	1,88	2,03	2,34	2,29	2,47	2,85
IV	1,30	1,40	1,62	1,60	1,72	1,99

Para alturas de tableros y pilas comprendidas entre 10 m y 20 m, se podrá interpolar linealmente entre las dos tablas anteriores.

El punto de aplicación del empuje transversal será el definido en el *apartado 4.2.5.1.3*.

En la elaboración de las tablas anteriores no se ha considerado la acción del viento sobre la sobrecarga de uso; para tener en cuenta este efecto, se seguirán los criterios indicados en el *apartado 4.2.3* respecto al aumento del área expuesta.

4.2.9 EFECTOS AEROELÁSTICOS**4.2.9.1 Necesidad de comprobación**

A efectos de aplicación de esta Instrucción, no será necesario comprobar los efectos aeroelásticos en puentes y pasarelas que cumplan simultáneamente las tres condiciones siguientes:

- Luz inferior a 200 m en puentes y a 100 m en pasarelas.
- Luz efectiva (máxima distancia entre puntos de momento flector nulo bajo la acción del peso propio) menor que 30 veces el canto.
- Anchura del tablero superior a 1/10 de la distancia entre puntos de momento transversal nulo bajo la acción del viento transversal.

Aunque no se cumpla alguna de las tres condiciones anteriores, tampoco será necesario comprobar los efectos aeroelásticos en puentes o pasarelas en los que concurren las dos circunstancias siguientes:

- Luz menor de 80 m, y
- Frecuencia fundamental de flexión vertical mayor de 2 Hz.

4.2.9.2 Criterios de comprobación

El estudio de los posibles efectos aeroelásticos deberá contemplar al menos los efectos de divergencia torsional, desprendimiento de torbellinos, vibraciones divergentes por galope o flameo y por bataneo.

Las comprobaciones a realizar para cada uno de estos efectos serán las siguientes:

- *Divergencia torsional.* La velocidad crítica de inestabilidad deberá ser superior a dos veces la velocidad media de proyecto a la altura del tablero, $2v_m(z)$.
- *Desprendimiento de torbellinos.* No se considerará este efecto si la velocidad crítica de desprendimiento de torbellinos es superior a uno coma veinticinco veces la velocidad media de proyecto a la altura del tablero, $1,25v_m(z)$. Si no se cumple esta condición, será necesario determinar la amplitud máxima de las oscilaciones resultantes y comprobar que los desplazamientos, las aceleraciones y los esfuerzos no sobrepasan los valores permitidos en estado límite de servicio para la sobrecarga de uso. Además, será necesario comprobar la seguridad de la estructura frente a la fatiga producida por estas oscilaciones.
- *Vibraciones divergentes por galope.* La mínima velocidad crítica de inestabilidad deberá ser superior a uno coma veinticinco veces la velocidad media de proyecto a la altura del tablero, $1,25v_m(z)$.
- *Vibraciones divergentes por flameo.* La mínima velocidad crítica de inestabilidad deberá ser superior a uno coma veinticinco veces la velocidad punta de proyecto a la altura del tablero, $1,25v_c(z)$, siendo la velocidad punta:

$$v_c(z) = \sqrt{c_e(z)} v_b(T)$$
- *Bateo.* Se determinarán los valores máximos de desplazamientos, aceleraciones y esfuerzos y se comprobará que no se sobrepasan los valores permitidos en estado límite de servicio para la sobrecarga de uso. Además, será necesario comprobar la seguridad de la estructura frente a la fatiga producida por estas oscilaciones.

La determinación de todos los valores citados anteriormente deberá hacerse por cálculos numéricos suficientemente contrastados o ensayos en túnel de viento.

El ensayo en túnel de viento será en cualquier caso preceptivo en puentes de más de 200 m de luz y en pasarelas de más de 100 m de luz. También será preceptivo cuando, mediante los análisis efectuados, no se confirme la ausencia de efectos aeroelásticos de importancia. El proyectista deberá definir el alcance de los ensayos en túnel de viento de forma que sirvan para verificar la seguridad y funcionalidad de la estructura. La utilización de métodos numéricos para modelizar el flujo de aire sólo será admisible si éstos se restringen a la obtención de conclusiones de tipo cualitativo o si se han contrastado o calibrado con ensayos en túnel de viento para la misma sección de tablero (salvo modificaciones de detalle) y en las condiciones de turbulencia correspondientes al proyecto.

La comprobación de los efectos aeroelásticos deberá hacerse también para los estados de construcción del puente, siguiendo los mismos criterios expuestos en este apartado y teniendo en cuenta que la velocidad básica del viento, la configuración estructural (y, por tanto, las frecuencias) y el amortiguamiento pueden ser diferentes respecto a los correspondientes a la estructura completa.

4.2.9.3 Comprobaciones simplificadas

En el caso de puentes de menos de 200 m de luz y pasarelas de menos de 100 m de luz, las comprobaciones de los efectos aeroelásticos podrán efectuarse de forma simplificada según se recoge en este apartado. Estas fórmulas pueden aplicarse también al caso de arcos exentos durante las fases de construcción.

A los efectos únicamente de estas comprobaciones simplificadas, se podrán estimar las frecuencias de vibración por métodos aproximados indicados a continuación:

- Frecuencia fundamental de flexión:

$$f_B = 0,18 \sqrt{g / v}$$

siendo:

- v flecha máxima de la estructura [m] bajo la acción de la carga permanente actuando en la misma dirección y sentido que el modo de vibración esperado
- g aceleración de la gravedad, igual a 9,8 m/s²

- Frecuencia fundamental de torsión:

$$f_T = 1 / \sqrt{32 \theta}$$

siendo θ el giro máximo del tablero [rad] bajo la acción de un momento torsor uniformemente distribuido, igual al producto del momento de inercia másico polar por una aceleración angular de 1 rad/s² y aplicado en el sentido del giro de torsión del modo de vibración esperado.

4.2.9.3.1 Divergencia torsional

Se podrá descartar que se produzcan fenómenos de divergencia torsional si se cumple la condición:

$$7,3 f_T r \sqrt{\frac{m}{\rho B^2}} \geq 2v_m$$

donde:

- f_T frecuencia del primer modo de vibración de torsión del puente [Hz]
- r radio de giro másico del tablero [m]
- m masa unitaria del tablero [kg/m]
- ρ densidad del aire, que se tomará igual a 1,25 kg/m³
- B ancho de la sección [m]
- v_m velocidad media del viento [m/s]

4.2.9.3.2 Desprendimiento de torbellinos

Si la primera frecuencia de flexión vertical medida en Hz es superior a (7,5/h), en donde h es el canto de la sección en metros, se considera que el puente no va a estar sometido a vibraciones apreciables por desprendimiento de torbellinos y no será necesario realizar más comprobaciones relativas a este efecto.

En caso contrario, se calculará el número de Scruton:

$$S_c = \frac{2 \delta_s m}{\rho h^2}$$

y se comprobará que es superior a los dos valores siguientes:

$$S_c \geq 2600 \frac{B}{l} \quad S_c \geq 2100 \frac{f_B^2 B}{g}$$

donde:

- δ_s amortiguamiento logarítmico estructural, cuya relación con el índice de amortiguamiento ξ , expresado como porcentaje respecto del amortiguamiento crítico, es la siguiente:

$$\delta_s = \frac{2 \pi}{100} \xi$$

- m masa unitaria del tablero [kg/m]
 ρ densidad del aire, que se tomará igual a 1,25 kg/m³
 h canto de la sección [m]
 B anchura del tablero [m]
 l el menor de los dos valores siguientes: luz del puente o distancia entre dos puntos consecutivos de momento flector nulo ante la acción del peso propio [m]
 f_B frecuencia del primer modo de vibración de flexión vertical [Hz]
 g aceleración de la gravedad, igual a 9,8 m/s²

Como valores medios del índice de amortiguamiento podrán adoptarse los que figuran en la *tabla 4.2-g*.

Tabla 4.2-g Valores orientativos del índice de amortiguamiento (en porcentaje)

Tipo de estructura	ξ [%]
Acero	0,4
Mixta	0,6
Hormigón pretensado	1,0
Hormigón armado	1,5

4.2.9.3.3 Oscilaciones divergentes por galope y flameo

- Se podrá descartar el riesgo de oscilaciones divergentes en el plano vertical si se cumple la condición:

$$\frac{m \delta_s f_B}{\rho h} \geq 1,25 v_m$$

siendo los parámetros m , δ_s , f_B , ρ y h los que se definen en el *apartado 4.2.9.3.2*.

- Se podrá descartar el riesgo de oscilaciones divergentes de torsión (flameo) si se cumple la condición:

$$5 f_T B \geq 1,25 v_c$$

donde:

- f_T frecuencia del primer modo de torsión del tablero [Hz]
 B anchura del tablero [m]

- Se podrá descartar el riesgo de oscilaciones divergentes acopladas de flexión y torsión (flameo clásico) si se cumple la condición:

$$1,8 f_T B \left[1 - 1,1 \left(\frac{f_B}{f_T} \right)^2 \right]^{1/2} \sqrt{\frac{m r}{\rho B^3}} \geq 1,25 v_c$$

con el significado de las variables definido en los *apartados 4.2.9.3.1 y 4.2.9.3.2*.

4.2.9.3.4 Oscilaciones producidas por las ráfagas (bataneo)

Se podrán despreciar los efectos de estas oscilaciones cuando se cumpla la condición:

$$\frac{f_B L(z)}{v_m} \geq 3$$

donde:

- $L(z)$ longitud integral de la turbulencia [m], según *apartado 4.2.5.2*
 f_B frecuencia del primer modo de vibración vertical del tablero [Hz]
 v_m velocidad media del viento, según *apartado 4.2.2*

En caso de no cumplirse la condición anterior será necesario estudiar el efecto dinámico de las ráfagas en combinación con los efectos de su tamaño en relación con la longitud del puente sometida a la acción del viento.

4.3 ACCIÓN TÉRMICA

4.3.1 ACCIÓN TÉRMICA EN TABLEROS

A efectos de aplicación de esta Instrucción, para evaluar el efecto de la acción térmica se considerarán los siguientes tipos de tablero:

- Tipo 1: Tableros de acero con sección transversal en cajón, viga armada o celosía
- Tipo 2: Tableros mixtos compuestos por acero estructural y hormigón armado o pretensado (conectados de forma que ambos materiales trabajen de forma solidaria)
- Tipo 3: Tableros de hormigón armado o pretensado, sean losas, vigas o cajones

Los valores representativos de la acción térmica se evaluarán considerando la componente uniforme de temperatura y las componentes de la diferencia de temperatura vertical y horizontal.

4.3.1.1 Componente uniforme de la temperatura del tablero

4.3.1.1.1 Temperatura máxima y mínima del aire

Para calcular los efectos de la componente uniforme de temperatura se partirá del valor de la temperatura del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente.

El valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra T_{max} depende del clima del lugar y de la altitud y, para un periodo de retorno de 50 años (lo que equivale a una probabilidad anual de ser excedido de 0,02), será el que se indica en el mapa de isotermas de la *figura 4.3-a*.

Como valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra T_{min} se tomará, para un periodo de retorno de 50 años, el que se deduce de la *tabla 4.3-a* en función de la altitud del emplazamiento y de la zona climática invernal que se deduce del mapa de la *figura 4.3-b*.

Para periodos de retorno diferentes de 50 años, se deben de ajustar los valores de $T_{max,p}$ y $T_{min,p}$ según las expresiones siguientes (que se encuentran representadas en la *figura 4.3-c*):

$$T_{max,p} = T_{max} \left\{ k_1 - k_2 \ln \left[-\ln(1-p) \right] \right\}$$
$$T_{min,p} = T_{min} \left\{ k_3 + k_4 \ln \left[-\ln(1-p) \right] \right\}$$

Siendo p el inverso del periodo de retorno y considerando para los coeficientes los valores: $k_1 = 0,781$; $k_2 = 0,056$; $k_3 = 0,393$ y $k_4 = 0,156$.

Para situaciones persistentes, se considerará un periodo de retorno de 100 años ($p=0,01$).

Para situaciones transitorias, se tomarán los periodos de retorno indicados en la *tabla 4.2-a*, salvo que se justifiquen adecuadamente otros valores.

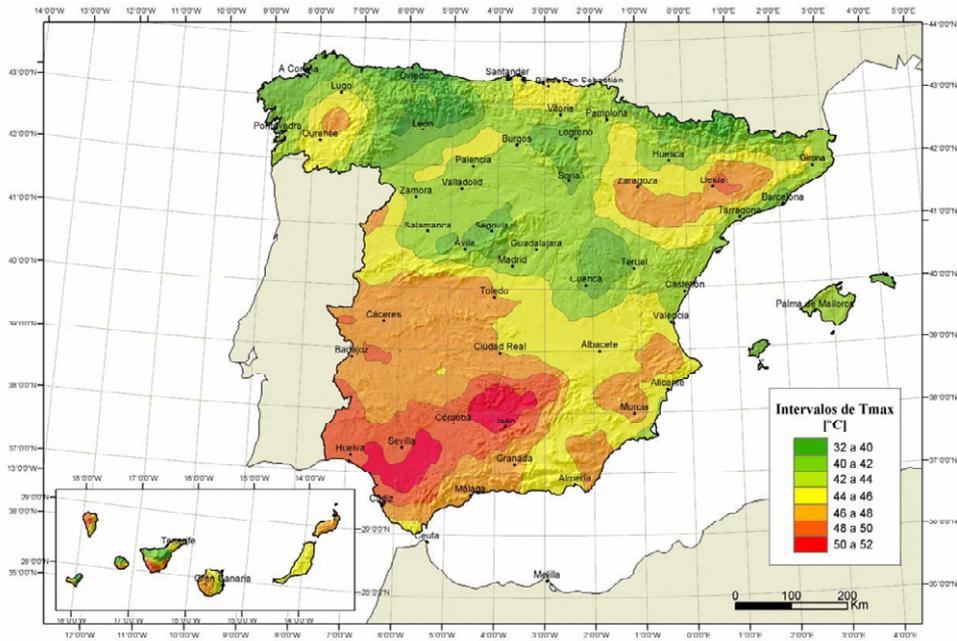


Figura 4.3-a Isotermas de la temperatura máxima anual del aire, T_{max} [°C]
(Coincide con el mapa correspondiente del Código Técnico de la Edificación)

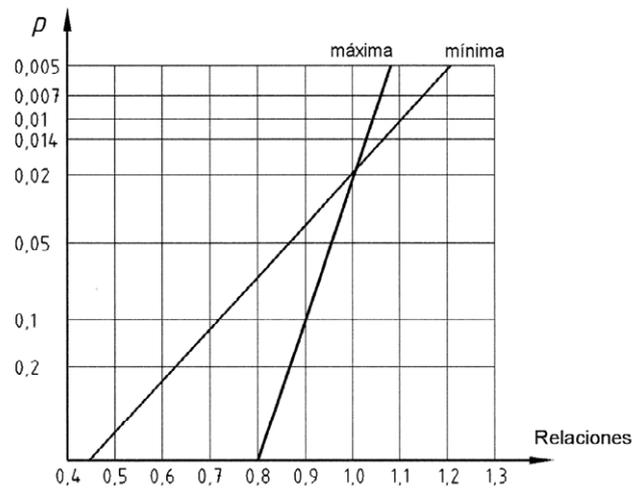
Tabla 4.3-a Temperatura mínima anual del aire, T_{min} [°C]
(Coincide con la tabla correspondiente del Código Técnico de la Edificación)

Altitud [m]	Zona de clima invernal (según figura 4.3-b)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	-7	-11	-11	-6	-5	-6	6
200	-10	-13	-12	-8	-8	-8	5
400	-12	-15	-14	-10	-11	-9	3
600	-15	-16	-15	-12	-14	-11	2
800	-18	-18	-17	-14	-17	-13	0
1000	-20	-20	-19	-16	-20	-14	-2
1200	-23	-21	-20	-18	-23	-16	-3
1400	-26	-23	-22	-20	-26	-17	-5
1600	-28	-25	-23	-22	-29	-19	-7
1800	-31	-26	-25	-24	-32	-21	-8
2000	-33	-28	-27	-26	-35	-22	-10



Figura 4.3-b Zonas climáticas de invierno

(Coincide con el mapa correspondiente del Código Técnico de la Edificación)

Figura 4.3-c Relaciones $T_{max,p} / T_{max}$ y $T_{min,p} / T_{min}$

4.3.1.1.2 Componente uniforme de temperatura

La componente uniforme de la temperatura del tablero, también denominada *temperatura efectiva* (temperatura media de la sección transversal), tendrá un valor mínimo $T_{e,min}$ y un valor máximo $T_{e,max}$ que se determinarán a partir de la temperatura del aire, mediante las expresiones siguientes:

$$T_{e,min} = T_{min} + \Delta T_{e,min}$$

$$T_{e,max} = T_{max} + \Delta T_{e,max}$$

donde:

T_{min} valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente con el ajuste correspondiente al periodo de retorno según se indica en el apartado 4.3.1.1.1

T_{max} valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente con el ajuste correspondiente al periodo de retorno según se indica en el apartado 4.3.1.1.1.

Con los valores de $\Delta T_{e,min}$ y $\Delta T_{e,max}$ indicados en la tabla 4.3-b.

Tabla 4.3-b Valores de $\Delta T_{e,min}$ y $\Delta T_{e,max}$ para el cálculo de la componente uniforme de temperatura

Tipo de tablero	ΔT_{min} [°C]	ΔT_{max} [°C]
Tipo 1: Tablero de acero	-3	+16
Tipo 2: Tablero mixto	+4	+4
Tipo 3: Tablero de hormigón	+8	+2

En el caso de celosías y vigas armadas de acero, el valor de $\Delta T_{e,max}$ definido en la tabla 4.3-b para tableros Tipo 1, puede reducirse en 3 °C.

Para la determinación de los efectos debidos a la componente uniforme de temperatura, se emplearán los valores del coeficiente de dilatación térmica lineal indicados en la tabla 4.3-c, a menos que, mediante ensayos o estudios más detallados, se justifiquen otros valores.

Tabla 4.3-c Valores del coeficiente de dilatación térmica lineal α_T ($\times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$)

Material	α_T ($\times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$)
Acero inoxidable	16
Acero estructural, hierro dulce o fundición ⁽¹⁾	12
Hormigón ⁽²⁾	10

(1) En estructuras mixtas, el coeficiente de dilatación lineal del acero estructural puede tomarse igual al del hormigón: $\alpha_T = 10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

(2) En el caso de hormigón con áridos ligeros: $\alpha_T = 7 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

4.3.1.1.3 Rango de la componente uniforme de temperatura

La variación de la componente uniforme de temperatura ocasionará, en una estructura sin coacción al movimiento, un cambio en la longitud del elemento. Teniendo en cuenta lo indicado en el apartado anterior, el rango de variación de la componente uniforme de temperatura en el tablero será:

$$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min}$$

A partir de los valores característicos máximo y mínimo de la componente uniforme de temperatura y a partir de la temperatura inicial T_0 (temperatura media del tablero en el momento en que se coacciona su movimiento), se obtendrán los rangos de variación térmica que permitan determinar la contracción y la dilatación máximas del tablero, según lo indicado en los párrafos siguientes.

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en contracción $\Delta T_{N,con}$ será:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$$

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en dilatación $\Delta T_{N,exp}$ será:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$$

En caso de que no sea posible establecer la temperatura inicial T_0 del elemento en el momento de coaccionar su movimiento, ésta se tomará igual a la temperatura media de dicho elemento durante el periodo de construcción y, en ausencia de esta información, podrá tomarse un valor $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$.

El dimensionamiento de los aparatos de apoyo y de las juntas de dilatación se realizará considerando como máxima variación de contracción de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,con} + 15) \text{ }^\circ\text{C}$, y como máxima variación de dilatación de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,exp} + 15) \text{ }^\circ\text{C}$.

Podrá considerarse como máxima variación de contracción de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,con}+5)$ °C y como máxima variación de dilatación el valor de $(\Delta T_{N,exp}+5)$ °C, en los casos siguientes:

- En los apoyos, cuando el proyecto especifique la temperatura de colocación, o bien cuando esté previsto reajustar, una vez concluida la ejecución, las holguras de los apoyos para una temperatura igual a T_0 .
- En el caso de la junta de dilatación, cuando el proyecto especifique la temperatura de colocación, o bien cuando esté previsto realizar una operación de reglado de la misma previamente a su colocación.

En el cálculo de los recorridos de apoyos y de juntas se tendrán en cuenta las posibles variaciones de sustentación horizontal del tablero a lo largo de la construcción, puesto que pueden afectar a la magnitud y al sentido de los desplazamientos horizontales a considerar en función de la ubicación del *punto fijo* en cada fase de construcción.

4.3.1.2 Componente de la diferencia de temperatura

4.3.1.2.1 Diferencia vertical

a) *Puentes de acero (Tipo 1) y puentes de hormigón (Tipo 3)*

A lo largo de un periodo de tiempo determinado, el calentamiento y enfriamiento de la cara superior del tablero da lugar a una variación de temperatura en la altura de la sección transversal que tendrá un valor de máximo calentamiento (cara superior más caliente) y un valor de máximo enfriamiento (cara superior más fría).

El efecto de la diferencia vertical de temperatura se debe considerar mediante el empleo de una componente lineal equivalente de la diferencia de temperatura con $\Delta T_{M,heat}$ y $\Delta T_{M,cool}$. Estos valores son diferencias de temperatura entre las fibras superior e inferior del tablero.

Para tableros de acero (*Tipo 1*) o tableros de hormigón (*Tipo 3*), los valores $\Delta T_{M,heat}$ y $\Delta T_{M,cool}$ serán los que figuran en la *tabla 4.3-d*.

Tabla 4.3-d Componente lineal de la diferencia vertical de temperatura para tableros Tipo 1 y Tipo 3

Tipo de tablero	Fibra superior más caliente	Fibra superior más fría
	$\Delta T_{M,heat}$ [°C]	$\Delta T_{M,cool}$ [°C]
Tipo 1: Tablero de acero	18	13
Tipo 3: Tablero de hormigón		
- Sección cajón	10	5
- Sección de vigas	15	8
- Sección losa	15	8

La diferencia vertical de temperatura está muy influenciada por el tipo y espesor del pavimento. Los valores dados en la *tabla 4.3-d* corresponden a un espesor de pavimento de 50 mm. Para espesores diferentes, será necesario aplicar un factor corrector k_{sur} dado en la *tabla 4.3-e*.

Tabla 4.3-e Coeficiente k_{sur} de influencia del tipo y espesor de pavimento

Espesor del pavimento	Tablero Tipo 1		Tablero Tipo 3	
	Fibra superior más caliente	Fibra superior más fría	Fibra superior más caliente	Fibra superior más fría
	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
Sin impermeabilización ni pavimento	0,7	0,9	0,8	1,1
Con impermeabilización y sin pavimento ⁽¹⁾	1,6	0,6	1,5	1,0
50 mm	1,0	1,0	1,0	1,0
100 mm	0,7	1,2	0,7	1,0
150 mm	0,7	1,2	0,5	1,0

(1) Estos valores representan valores límite superiores para superficies de color oscuro

b) *Puentes mixtos (Tipo 2)*

El efecto de la diferencia vertical de temperatura en tableros mixtos (*Tipo 2*) se considerará mediante una diferencia en la temperatura de las secciones parciales de acero y de hormigón.

A efectos de aplicación de esta Instrucción, se considerarán condiciones de *calentamiento* aquéllas que originan una ganancia de calor de la sección parcial de acero respecto de la de hormigón. Por el contrario, condiciones de *enfriamiento* serán las que dan lugar a una pérdida de calor de la sección parcial de acero respecto de la de hormigón.

En general, en una sección mixta, se producen diariamente las dos condiciones, independientemente de la estación del año. Durante el día, las secciones parciales de acero están más calientes que las secciones parciales de hormigón, exista o no soleamiento, y durante la noche sucede lo contrario, las secciones parciales de acero presentan menor temperatura que las secciones parciales de hormigón.

En las condiciones de *calentamiento*, se considerará que la sección parcial de acero tiene un incremento $\Delta T_{M,heat} = +18$ °C respecto a la sección parcial de hormigón (ya sea losa superior u hormigón de fondo).

En las condiciones de *enfriamiento*, se considerará que la sección parcial de acero tiene un incremento $\Delta T_{M,cool} = -10$ °C respecto a la sección parcial de hormigón (ya sea losa superior u hormigón de fondo).

En ambos casos, calentamiento o enfriamiento, la diferencia de temperatura $\Delta T_{M,heat}$ ó $\Delta T_{M,cool}$ supone sobre la sección mixta completa una componente uniforme y una componente equivalente lineal de diferencia de temperatura vertical. El valor de la componente uniforme de temperatura producido por $\Delta T_{M,heat}$ ó $\Delta T_{M,cool}$, no se debe tener en cuenta en ninguna comprobación, al haberse incluido ya en el rango de variación de la acción definida en el apartado 4.3.1.1, por lo que sólo se considerará el efecto de la diferencia vertical de temperatura lineal equivalente.

Para la determinación de los efectos debidos a la componente lineal equivalente de la diferencia vertical de temperatura producida por $\Delta T_{M,heat}$ ó $\Delta T_{M,cool}$ en una sección mixta, se emplearán los valores de los coeficientes de dilatación lineal α_T definidos en la *tabla 4.3-c*, considerando para el acero estructural un coeficiente de dilatación lineal de $\alpha_T = 12 \times 10^{-6}$ °C⁻¹.

4.3.1.2.2 Diferencia horizontal

La diferencia de soleamiento entre un lado y otro de la sección transversal del tablero puede dar lugar a una diferencia horizontal de temperatura. Este hecho se produce en tableros que presentan una orientación próxima a la este-oeste, con mayor soleamiento general en la cara sur, pero también se produce en puentes con orientación próxima a la norte-sur, con un mayor soleamiento en el lado este al amanecer con un máximo en los meses de verano, y en el lado oeste al atardecer con un máximo en los meses de invierno.

En aquellos casos en que esta acción pueda dar lugar a efectos estructurales o funcionales significativos, se considerarán los valores característicos de la diferencia de temperatura entre las dos caras laterales extremas del tablero definidos en la *tabla 4.3-f*, donde l_v es la longitud del voladizo y h_a es la proyección del paramento lateral del tablero sobre el plano vertical.

Tabla 4.3-f Diferencia transversal de temperatura entre las dos caras externas del tablero

Tableros Tipo 1 y Tipo 2		Tableros Tipo 3	
$l_v \leq 2 h_a$	$l_v > 2 h_a$	$l_v \leq 2 h_a$	$l_v > 2 h_a$
18 °C	-	5 °C	-

4.3.1.2.3 Diferencia local en paredes de secciones cajón de hormigón

En los grandes puentes de hormigón con sección cajón, en los que pueden aparecer diferencias significativas de temperatura entre las caras interior y exterior de las almas del cajón (por ejemplo, los situados en emplazamientos donde puedan producirse cambios bruscos de la temperatura ambiente exterior), se tendrá en cuenta dicho efecto considerando una diferencia lineal de temperatura entre ambas caras. A falta de datos específicos, se podrá adoptar una diferencia de 15 °C.

4.3.1.3 Simultaneidad de la componente uniforme y de la diferencia de temperatura

Si debido al esquema estructural, es necesario tener en cuenta la actuación simultánea de la variación de la componente uniforme, $\Delta T_{N,exp}$ o $\Delta T_{N,con}$, y la diferencia de temperatura, $\Delta T_{M,heat}$ o $\Delta T_{M,cool}$, ambas componentes se combinarán de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$\Delta T_M + \omega_N \Delta T_N$$

$$\omega_M \Delta T_M + \Delta T_N$$

con $\omega_N = 0,35$ y $\omega_M = 0,75$

Estas expresiones dan lugar a ocho posibles formas de considerar la concomitancia de las distintas componentes de la acción térmica, de las que se elegirán las que den lugar a los efectos más desfavorables para el elemento en estudio.

4.3.2 ACCIÓN TÉRMICA EN PILAS

Se deberán considerar los efectos de la acción térmica en las pilas, cuando puedan dar lugar a la aparición de reacciones o movimientos en los elementos adyacentes o en la propia pila.

Cuando las diferencias de temperatura puedan dar lugar a efectos significativos, se considerará, para pilas de hormigón tanto huecas como macizas, una diferencia lineal de temperatura de 5 °C entre caras externas opuestas. Para los tabiques de las pilas de hormigón huecas, se considerará, además, una diferencia lineal de temperatura entre las caras interna y externa de 15 °C.

En pilas metálicas o mixtas, el proyectista analizará la necesidad de considerar una diferencia de temperatura entre caras externas y una diferencia de temperatura entre la cara interna y externa de una sección hueca.

4.3.3 DIFERENCIAS DE TEMPERATURA UNIFORME ENTRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Cuando las diferencias en la componente uniforme de temperatura de diferentes tipos de elementos estructurales puedan producir efectos adversos, se tendrán en cuenta según lo indicado en este apartado.

Los efectos de la diferencia de temperatura entre distintos elementos estructurales se considerarán simultáneamente con los producidos por la variación de la componente uniforme de temperatura de todos los elementos.

4.3.3.1 Diferencias en puentes con tirantes o péndolas

En el caso de puentes constituidos por tableros atirantados o que contengan péndolas metálicas, se considerará una diferencia entre la temperatura uniforme de los tirantes o péndolas y la temperatura uniforme del resto de los elementos del puente (pilono, arco o tablero) con el valor siguiente:

- Diferencia positiva: $T_{\text{tirantes}} - T_{\text{resto puente}} = +20 \text{ °C}$
- Diferencia negativa: $T_{\text{tirantes}} - T_{\text{resto puente}} = -10 \text{ °C}$

En caso de que los tirantes o péndolas se proyecten pintados de color claro (poco absorbente de la luz solar), se podrá reducir la diferencia positiva indicada hasta un mínimo de 10 °C.

En caso de que en el puente coexistan elementos metálicos y de hormigón o mixtos (por ejemplo, tablero de hormigón y pilono metálico), se entenderá que la diferencia de temperatura anterior es la que se produce entre los tirantes o péndolas y el elemento que sufra menor variación de la temperatura uniforme (en el ejemplo, el tablero de hormigón).

4.3.3.2 Diferencias en puentes con arcos o pilonos

En el caso de puentes arco o de puentes atirantados, se considerará una diferencia de temperatura uniforme entre el tablero y el arco o el pilono, que será la que resulte de aplicar lo indicado en el *apartado 4.3.1.1.2* tanto al tablero como al resto de elementos estructurales (arco o pilono), asimilándolos a un tablero.

En cualquier caso, se supondrá una diferencia de temperatura entre arco o pilono y tablero superior a $\pm 15 \text{ °C}$, es decir:

$$|T_{\text{arco o pilono}} - T_{\text{tablero}}| \geq 15 \text{ °C}$$

4.4 NIEVE

En general, sólo será necesario considerar la sobrecarga de nieve en puentes situados en zonas de alta montaña o durante la construcción.

De no existir datos específicos suficientes de la zona en que se ubicará el puente, se tomará como valor característico de la sobrecarga de nieve el que se indica en el *apartado 4.4.2*. Los valores recogidos en esta Instrucción no serán de aplicación en puentes situados en lugares conocidos por sus condiciones extremas de viento o nieve. En el caso de altitudes superiores a 2 200 m, será necesario un estudio específico para determinar la sobrecarga de nieve.

4.4.1 SOBRECARGA DE NIEVE EN UN TERRENO HORIZONTAL

En la *tabla 4.4-a* se indican los valores característicos de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal para cada una de las siete zonas climáticas (representadas en la *figura 4.3-b*) en función de la altitud del terreno.

En la *tabla 4.4-b* figura la altitud y los valores característicos de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal en las capitales de provincia y ciudades autónomas.

Tabla 4.4-a Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal, s_k [kN/m²]
(Coincide con la tabla correspondiente del Código Técnico de la Edificación)

Zona de clima invernal (según figura 4.3-b)							
Altitud [m]	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2200	-	8,0	-	-	-	-	-

Tabla 4.4-b Sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal en las capitales de provincia y ciudades autónomas

(Coincide con la tabla correspondiente del Código Técnico de la Edificación)

Capital	Altitud [m]	s_k [kN/m ²]	Capital	Altitud [m]	s_k [kN/m ²]	Capital	Altitud [m]	s_k [kN/m ²]
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	San Sebastian	0	0,3
Ávila	1130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	0	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	1000	0,7
Barcelona	0	0,4	Lleida	150	0,5	Sevilla	10	0,2
Bilbao	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	1090	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	0	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	950	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	550	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Ourense	130	0,4	Valencia	0	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	690	0,4
A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria	520	0,7
Cuenca	1010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	650	0,4
Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	210	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona	450	0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

4.4.2 SOBRECARGA DE NIEVE EN TABLEROS

Como valor característico de la sobrecarga de nieve sobre tableros q_k , se adoptará el definido por la siguiente expresión:

$$q_k = 0,8 s_k$$

donde s_k es el valor característico de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal, según el apartado 4.4.1.

4.4.3 ACUMULACIONES LOCALES DE NIEVE

La sobrecarga definida con la fórmula del epígrafe anterior no tiene en cuenta acumulaciones eventuales de nieve debidas, por ejemplo, a redistribuciones artificiales de la misma (equipos quitanieves). En estos casos y cuando los elementos de contención de vehículos puedan impedir la caída de la nieve fuera del tablero, se deberá considerar la nieve extendida en una anchura igual a la del tablero menos el ancho de dos carriles, con un espesor de nieve igual a la altura del elemento de contención.

El peso específico de la nieve suele ser variable y, en general, aumenta con el tiempo transcurrido desde la nevada y depende de la zona y la altitud. Como peso específico medio durante el periodo en que la sobrecarga de nieve es máxima, se podrán adoptar los valores que se indican en la *tabla 4.4-c*.

Tabla 4.4-c Peso específico medio de la nieve en función de la altitud

Altitud, H [m]	γ [kN/m ³]
$2\,000 \geq H \geq 1\,500$	3,3
$1\,500 > H \geq 1\,000$	2,7
$1\,000 > H \geq 800$	2,0
$H < 800$	1,5

4.5 OTRAS ACCIONES VARIABLES

4.5.1 ACCIÓN DEL AGUA

4.5.1.1 Empuje hidrostático

La acción hidrostática se valorará a partir de un peso específico del agua igual a 9,8 kN/m³. En el caso de elementos sumergidos se estimará la subpresión con el mismo peso específico.

4.5.1.2 Empuje hidrodinámico

El empuje debido a corrientes de agua y arrastres se calculará mediante la expresión siguiente:

$$E = \left[\frac{1}{2} \rho v^2(T) \right] c_f A(T)$$

donde:

- E empuje total [N]
- ρ densidad del agua, igual a 1000 kg/m³
- $v(T)$ velocidad de la corriente correspondiente al caudal de avenida de periodo de retorno de T años [m/s].
- c_f coeficiente de fuerza (o de arrastre) de la sección que soporta el empuje de la corriente, según la *figura 4.2-b*; en el caso de una sección circular, el valor límite de $\phi v_b(T) \sqrt{c_s(z)} = 6$ m²/s definido en la *figura 4.2-b*, se debe sustituir por $\phi v(T) = 0,4$ m²/s
- $A(T)$ área de la superficie del elemento proyectada sobre un plano perpendicular a la corriente, correspondiente a la sección mojada de la avenida de periodo de retorno de T años [m²]

Para situaciones persistentes, se adoptará un periodo de retorno de 100 años. Si se considera necesario evaluar este empuje para periodos de retorno mayores de 100 años, la acción se considerará como accidental.

En el caso de que exista alguna posibilidad razonable de que algunos elementos flotantes puedan quedar retenidos por las pilas o el tablero del puente, se considerará su influencia a efectos de determinar el valor del coeficiente de fuerza c_f y del área de la superficie proyectada.

4.5.2 OTRAS SOBRECARGAS EN SITUACIONES TRANSITORIAS

Se tendrán en cuenta todas las acciones debidas a equipos, maquinaria, material almacenado, etc., que sea previsible que actúen durante la construcción o durante algún periodo de la vida en servicio de la estructura, considerando siempre su actuación sobre el esquema resistente que corresponda en ese momento.

El valor de las sobrecargas de construcción consideradas en los cálculos deberá figurar expresamente en los planos del proyecto, así como la exigencia de que ese valor no sea superado.

5 ACCIONES ACCIDENTALES (A)

5.1 IMPACTOS

5.1.1 IMPACTO DE VEHÍCULOS DE CARRETERA CONTRA UN ELEMENTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE O PASARELA

A efectos de aplicación de esta Instrucción, el impacto de un vehículo de carretera contra las pilas o elementos de sustentación del puente o pasarela se asimilará a la actuación de una fuerza estática cuya resultante se encuentra situada a la altura más desfavorable entre 0,5 m y 1,5 m sobre la superficie del pavimento. Esta carga podrá considerarse aplicada sobre una superficie o zona de choque de 0,5 m de altura por 1,5 m de anchura (o la anchura del propio elemento si es menor). El valor de la fuerza estática horizontal equivalente será:

- En la dirección del tráfico 1000 kN
- En la perpendicular a la dirección del tráfico 500 kN

Se considerará que ambas acciones no actúan de forma simultánea.

No será necesario considerar la acción del impacto de vehículos contra un elemento de sustentación del puente cuando la distancia entre éste y el borde de la calzada sea superior a lo indicado al respecto en la reglamentación relativa a barreras de seguridad de la Dirección General de Carreteras, o cuando, de acuerdo con esta misma reglamentación, se disponga la protección adecuada.

El impacto contra el tablero, producido por camiones o las cargas por ellos transportadas, se asimilará a una fuerza estática de 500 kN aplicada sobre una superficie cuadrada de 0,25 m de lado. Esta fuerza se considerará horizontal y paralela a la dirección del tráfico, si el impacto se produce sobre una superficie vertical. Sobre la cara inferior del tablero, se considerará la fuerza con el mismo valor y con una inclinación de 10° sobre la superficie del pavimento en sentido ascendente.

No será necesario considerar el impacto de un vehículo contra el tablero si la altura libre bajo el mismo es mayor o igual que el gálibo vertical mínimo reglamentario o si se disponen elementos de protección dimensionados para soportar las cargas del párrafo anterior sin que se produzca afección al tablero.

5.1.2 IMPACTO CONTRA SISTEMAS DE CONTENCIÓN DE VEHÍCULOS

A efectos del proyecto estructural, el impacto de un vehículo contra el sistema de contención (dispuesto conforme a la normativa vigente) se asimilará a una carga estática compuesta por una fuerza horizontal transversal y un momento de eje longitudinal concomitantes, aplicados en la zona de conexión entre el elemento de contención y la estructura.

Las fuerzas máximas que el sistema de contención puede llegar a transferir a la estructura a través del sistema de anclaje serán las correspondientes al fallo último del pretil producido por cualquier impacto concebible y serán, normalmente, superiores a las medidas durante los ensayos de impacto de vehículo a escala real definidos por la normativa vigente (UNE-EN 1317).

Se tomará para esta acción el valor nominal de las fuerzas y momentos máximos, que facilitará a estos efectos el fabricante del sistema de contención, definidos según el párrafo anterior y determinados, mediante cálculos o mediante ensayos específicos, de acuerdo con la normativa correspondiente. Si no se conociera dicha información, se tomará el valor característico de la resistencia del sistema de anclaje del pretil.

Para el dimensionamiento transversal del tablero, se considerará que, simultáneamente con esta acción accidental, actúa una fuerza vertical debida a la presencia del vehículo de valor igual a $0,75 Q_{1k}$, situada próxima a los anclajes del sistema de contención en la posición más desfavorable, siendo Q_{1k} la carga por eje del vehículo pesado correspondiente al *carril virtual 1*, indicada en la *tabla 4.1-b*. Estas acciones no se combinarán con ninguna otra acción variable.

Para el dimensionamiento local de los detalles constructivos en la zona del tablero en la que se conecta el elemento de contención, se considerará una acción accidental igual a 1,5 veces el valor de la acción indicado más arriba, con el objeto de asegurar que, bajo el impacto de un vehículo contra el pretil, el tablero no resulta dañado. A efectos de este dimensionamiento local, dicha acción accidental no se combinará con ninguna acción variable.