

BS 5400: 2.ª Parte: 1978

Norma Británica

PUNTES DE ACERO, HORMIGON Y MIXTOS

Parte 2. Especificación para cargas

Segunda Parte

**Adaptación de Leonardo Fernández Troyano,
Ingeniero de Caminos**

5. CARGAS APLICABLES A TODOS LOS PUENTES

5.1. Propio peso

5.1.1. Propio peso nominal

El propio peso nominal inicialmente supuesto se comprobará con exactitud con los pesos efectivos a utilizar en la construcción y, allí donde sea necesario, se efectuarán ajustes para reconciliar todas las discrepancias.

5.1.2. Carga de diseño

El factor γ_{FL} a aplicar a todas las piezas del propio peso, independientemente de si esas piezas tienen un efecto favorable o desfavorable, se tomará para todas las combinaciones de carga (las cinco) como sigue:

Para el estado limite último		Para el estado limite de servicio
Acero	1,05	1
Hormigón	1,15	1

excepto como se especifica en 5.1.2.1. y 5.1.2.2.

Estos valores para γ_{FL} presuponen que el peso propio nominal ha sido estimado con exactitud; que el metal de soldadura y clavijas, etc. en carpintería metálica y armadura, en el hormigón, ha sido adecuadamente cuantificado y tomado en cuenta, y que las densidades de los materiales han sido confirmadas.

5.1.2.1. *Aproximaciones en la estimación de la carga.* Cualquier desviación de la estimación exacta del peso propio nominal, para diseño preliminar o para cualquier otro fin, deberá ir acompañada de un incremento apropiado y adecuado en el valor de γ_{FL} . Los valores de 1.1 para el acero y de 1.2 para el hormigón en cuanto al estado limite último, bastará generalmente para permitir las menores aproximaciones normalmente hechas. No es posible especificar las tolerancias requeridas para diversas suposiciones y aproximaciones, y es responsabilidad del ingeniero la de asegurarse que se cumplan los valores absolutos especificados en la estructura terminada (5.1.2).

5.1.2.2. *Factor de carga alternativo.* Allí donde la estructura o el elemento que se está considerando es tal que la aplicación de γ_{FL} (tal como se especifica en 5.1.2 para el estado limite último) causa un efecto total menos severo del que sería el caso si γ_{FL} (véase 3.2.6) aplicado a todas las piezas del peso propio se hubiese tomado como 1, adoptándose los valores de 1.

5.2. Carga muerta

5.2.1. Carga muerta nominal

La carga muerta nominal supuesta inicialmente será en todos los casos cuidadosamente comprobada cotejando el peso efectivo a utilizar en la construcción y, donde proceda, se efectuarán los ajustes que permitan reconciliar cualquier discrepancia.

Allí donde la carga muerta comprenda rellenos, como en los arcos rellenos en los timpanos, se tendrá en cuenta la posibilidad de saturación del relleno.

5.2.2. Carga de diseño

El factor γ_{FL} a aplicar a todas las piezas de la carga muerta; independientemente de si esas piezas tienen un efecto favorable o desfavorable, se tomará para las cinco combinaciones como sigue:

Para el estado limite último	Para el estado limite de servicio
1,75	1,20

excepto como se especifica en 5.2.2.1 y 5.2.2.2 (obsérvense igualmente los requisitos de 4.5.2).

5.2.2.1. Reducción del factor de carga. El valor γ_{FL} a utilizar en conjunción con la carga muerta puede reducirse a una cantidad no inferior a 1,2 para el estado limite último, y 1 para el estado limite de servicio sujeto a la aprobación de las autoridades competentes, que serán responsables de asegurarse que no se excede la carga muerta nominal mientras dure el puente.

5.2.2.2 Factor de carga alternativo. Allí donde la estructura o elemento considerado es tal que la aplicación de γ_{FL} , tal como se especifica en 5.2.2, para el estado limite último cause un efecto total menos severo que si fuera el caso de γ_{FL} (3.2.6), aplicado a todas las piezas de la carga muerta, si fuera tomado como 1, se adoptarán los valores de 1.

5.3. Carga del viento *

5.3.1. Datos generales

La presión del viento en un puente depende del emplazamiento geográfico, la topografía local, la altura del puente por encima del suelo, y las dimensiones horizontales y sección transversal del puente o elemento sometido a estudio. Las presiones máximas se deben a ráfagas que causan las fluctuaciones locales y transitorias de la presión media del viento. Las presiones de diseño de ráfagas se derivan de las isotacas de velocidad media horaria del viento. Estas velocidades del viento son las adecuadas para una altura sobre el nivel del suelo de 10 m en un paisaje abierto horizontal para un periodo de retorno de 120 años **.

Para las Islas Británicas en lugares a menos de 300 m sobre el nivel del mar, la velocidad de las ráfagas de viento se determinará de conformidad con 5.3.2. A altitudes más elevadas, estas velocidades del viento sobrepasarían esos valores y sería preciso efectuar un estudio local.

* Las cargas del viento en esta Parte de BS 5400 se han determinado mediante ensayos en túnel de viento generales y pueden, por lo tanto, ser conservadoras. Si las cargas de viento tienen un efecto considerable sobre cualquier estructura o parte de la estructura puede resultar ventajoso determinar los datos de ensayos en túnel de viento.

** La carga de viento no será importante en su efecto sobre una gran proporción de puentes tales como por ejemplo, placa de hormigón o placa y estructura de viga con 20 m o menos de luz, 10 m o más de ancho y a alturas normales sobre el nivel por encima del suelo.

En general, una comprobación adecuada de los puentes en circunstancias normales se debería hacer considerando una presión de viento de 6 kN/m^2 aplicada a la zona vertical proyectada del puente o elemento de estructura estudiado, desechando aquellas zonas donde la carga fuera favorable.

5.3.2. Velocidad de las ráfagas de viento

5.3.2.1. La velocidad v_c máxima de ráfaga de viento en los puentes sin carga móvil. La velocidad máxima de las ráfagas de viento en aquellas partes del puente o sus elementos en los cuales la carga del viento aumenta el efecto estudiado, se tomará como sigue:

$$v_c = vK_1S_1S_2$$

donde:

v es la velocidad media horaria del viento (véase 5.3.2.1.1) K_1 es un coeficiente del viento relacionado con el período de retorno (véase 5.3.2.1.2).

S_1 es el factor de aireación (véase 5.3.2.1.3).

S_2 es el factor de ráfaga (véase 5.3.2.1.4 y 5.3.2.1.5).

Para las piezas restantes del puente o elemento, en los cuales la aplicación de la carga del viento alivia los efectos estudiados, se determinará una velocidad reducida de la ráfaga de viento como se especifica en 5.3.2.2.

5.3.2.1.1. *Velocidad y media horaria del viento.* Los valores v en m/s para el emplazamiento del puente se obtendrán del mapa de isotacas correspondiente.

5.3.2.1.2. *Coficiente K_1 .* El coeficiente será tomado como 1 para puentes de carretera, ferrocarril y pasarelas para peatones y bicicletas para un período de retorno de 120 años.

Para los puentes para peatones y bicicletas, sujeto a la aprobación de la autoridad competente, puede adoptarse un período de retorno de 50 años y K será tomado como 0,94.

Durante la construcción, el valor de K_1 puede tomarse como 0,85, correspondiente a un período de retorno de 10 años. Cuando alguna construcción en particular se complete en dos días o menos, y para la cual se disponga de previsiones fiables de velocidad del viento, esta velocidad del viento predicha podrá utilizarse como velocidad y media horaria del viento en cuyo caso el valor K_1 se tomará como 1.

5.3.2.1.3. *Factor de aireación S_1 .* En general, el factor de aireación se tomará como 1. En los valles donde hay un encauzamiento del viento o cuando un puente está situado al abrigo de una fila de montes que provoca la aceleración del viento, se tomará un valor que no será inferior a 1.1.

5.3.2.1.4. *Factor de ráfaga S_2 .* Los valores de S_2 se dan en la tabla 2. Son válidos para lugares hasta de 300 m por encima del nivel del mar.

5.3.2.1.5. *Factor de reducción para puentes con vías peatonales y de bicicletas.* Los valores del factor de ráfaga S_2 dado en la tabla 2 son para una situación rural expuesta y no tiene en cuenta la variación en la irregularidad del suelo alrededor del puente. Las velocidades de ráfaga de viento, de ese modo determinadas, pueden por lo tanto ser indebidamente fuertes en las estructuras sensibles al viento, situadas en un entorno donde haya muchos cortavientos.

Para los puentes con vías peatonales y de bicicletas, situadas en un entorno urbano o rural, con muchos cortavientos de una altura general

TABLA 2

Valores del factor de ráfaga S_2 y factor de velocidad horaria K_2

ALTURA POR ENCIMA DEL NIVEL DEL SUELO	LONGITUD HORIZONTAL FRENTE AL VIENTO EN m									FACTOR DE VELOCIDAD HORARIA K_2
	20 ó MENOS	40	60	100	200	400	600	1000	2000	
m										
5	1.47	1.43	1.40	1.35	1.27	1.19	1.15	1.10	1.06	0.89
10	1.56	1.53	1.49	1.45	1.37	1.29	1.25	1.21	1.16	1.00
15	1.62	1.59	1.56	1.51	1.43	1.35	1.31	1.27	1.23	1.07
20	1.66	1.63	1.60	1.56	1.48	1.40	1.36	1.32	1.28	1.13
30	1.73	1.70	1.67	1.63	1.56	1.48	1.44	1.40	1.35	1.21
40	1.77	1.74	1.72	1.68	1.61	1.54	1.50	1.46	1.41	1.27
50	1.81	1.78	1.76	1.72	1.66	1.59	1.55	1.51	1.46	1.32
60	1.84	1.81	1.79	1.76	1.69	1.62	1.58	1.54	1.50	1.36
80	1.88	1.86	1.84	1.81	1.74	1.68	1.64	1.60	1.56	1.42
100	1.92	1.90	1.88	1.84	1.78	1.72	1.68	1.65	1.60	1.48
150	1.99	1.97	1.95	1.92	1.86	1.80	1.77	1.74	1.70	1.59
200	2.04	2.02	2.01	1.98	1.92	1.87	1.84	1.80	1.77	1.66

NOTA 1. - La longitud horizontal frente al viento será aquella que proporcione los efectos más severos. Allí donde haya solamente una zona desfavorable (véase 3.2.5) para el elemento o estructura estudiado, la longitud cargada es la longitud base de la zona desfavorable. Allí donde haya más de una zona desfavorable como en la construcción continua, el efecto máximo se determinará tomando en cuenta cualquier zona desfavorable o una combinación de zonas desfavorables utilizando la velocidad de ráfaga de viento adecuada a la longitud de base o al total de longitudes de base combinadas. Las restantes zonas desfavorables, si las hubiere, y las zonas favorables están sujetas a un viento que tenga una velocidad de ráfaga tal como se especifica en 5.3.2.2 para puentes sin carga móvil y en 5.3.2.4 para puentes con carga móvil.

NOTA 2. Allí donde el puente está situado en, o cerca de, un risco o un terreno muy escarpado; la altura por encima del nivel del suelo deberá medirse desde el pie de dichos montículos. Para puentes por encima de agua de mareas, la altura por encima del suelo se medirá desde el nivel medio del agua.

NOTA 3: La altura de los elementos verticales, tales como pilas y pilares, se dividirán en unidades de conformidad con las alturas dadas en la columna 1 de la tabla 2, y el factor de ráfaga, y la velocidad máxima de ráfaga de aire, se determinará para el baricentro de cada unidad.

TABLA 3

Factor de reducción para irregularidades del suelo

Altura sobre el nivel del suelo (m)	Factor de reducción
5	0,75
10	0,80
15	0,85
20	0,90

de por lo menos 10 m por encima del nivel del suelo, los valores de S_2 y K_2 especificados en 5.3.2.1.4 pueden multiplicarse por un factor de reducción determinado con la tabla 3. Para puentes de más de 20 m por encima del nivel del suelo, no se efectuará reducción alguna.

5.3.2.2. *Velocidad mínima de ráfaga de viento v'_c en zonas favorables de puentes sin carga móvil.* Allí donde el viento, en alguna parte de un puente o elemento proporcione alivio al miembro estudiado, el valor coexistente real de velocidad mínima de ráfaga de viento v'_c en las piezas de efecto favorable se tomará como:

$$v'_c = v K_1 K_2$$

donde v y K_1 son tal como se determina en 5.3.2.1.1 y 5.3.2.1.2, respectivamente, y K_2 es el factor de velocidad horaria tal como se da en la tabla 2, modificado donde proceda, de conformidad con 5.3.2.1.5.

5.3.2.3. *Velocidad de ráfaga de viento máxima v_c en los puentes con carga móvil.* La velocidad máxima de ráfaga de viento en aquellas piezas del puente o de sus elementos en las cuales la aplicación de carga de viento incrementa el efecto estudiado se tomará como: para carreteras y vías peatonales o de bicicletas tal como se especifica en 5.3.2.1 a 5.3.2.1.5, ambos inclusive, pero que no excedan los 35 m/s; para puente de ferrocarril, como se especifica en 5.3.2.1 a 5.3.2.1.5 ambos inclusive.

5.3.2.4. *Velocidad de ráfaga de viento mínimo v'_c en las zonas favorables de los puentes con carga móvil.* Allí donde el viento en cualquier parte o elemento del puente proporcione alivio al miembro estudiado, el valor real coexistente de velocidad de ráfaga de viento v'_c en las piezas favorables será tomado como sigue:
para puentes de carretera, pasarelas para peatones y bicicletas el mínimo de

$$35 \times \frac{K_2}{S_2} \text{ m/s y } vK_1K_2 \text{ m/s;}$$

para puentes de ferrocarril vK_1K_2 m/s

donde v, K_1, K_2 se determinan en 5.3.2.1.1 a 5.3.2.1.5.

5.3.3. *Carga del viento transversal nominal*

La carga de viento transversal nominal P_t (en N) se tomará actuando en los baricentros de las áreas apropiadas y de un modo horizontal, salvo cambio en las condiciones locales de dirección del viento, y se determinará por:

$$P_t = qA_1C_d$$

donde

q es la presión dinámica fundamental ($= 0,613v_c^2$ en N/m²; con v_c en m/s)

A_1 es el área sólida (en m²) (véase 5.3.3.1).

C_d es el coeficiente de empuje horizontal (véase 5.3.3.2 a 5.3.3.6).

5.3.3.1. *Área A_1 .* El área de la estructura o elemento estudiado deberá ser el área sólida, proyectada normalmente al alzado, derivada como sigue.

5.3.3.1.1. *Fases de construcción para todos los puentes.* El área A_1 en todas las fases de construcción será el área sólida apropiada sin protección de la estructura o elemento.

5.3.3.1.2. *Superestructuras de puente para carretera y ferrocarril con alzado compacto.* Para estructuras con o sin carga móvil, el área A_1 se determinará utilizando el valor apropiado de d tal como se da en la tabla 4.

a) *Superestructuras sin carga móvil.* P_t se determinará por separado para las áreas de los siguientes elementos:

1. Para superestructuras con parapetos abiertos:
 - i) la superestructura, utilizando la altura d , de la tabla 4,
 - ii) el parapeto o valla de seguridad del lado del viento,
 - iii) el parapeto o valla de seguridad del lado abrigado del viento.

TABLA 4

Altura d a utilizar para deducir el área A_1

El diagrama muestra un perfil de un puente con dos tipos de parapetos: uno abierto a la izquierda y uno compacto a la derecha. Se indican tres alturas de referencia: d_1 es la altura del parapeto abierto desde la base; d_2 es la altura del parapeto compacto desde la base; d_3 es la altura total de la superestructura desde la base. d_L es la distancia horizontal desde la línea central del puente hasta el borde exterior del parapeto compacto.

PARAPETO	PUENTE DESCARGADO	PUENTE CON CARGA MOVIL
ABIERTO	$d = d_1$	$d = d_3$
COMPACTO	$d = d_2$	$d = d_2$ ó d_3 EL QUE SEA MAYOR

$d_L = 2.5$ m POR ENCIMA DE LA VIA DE CARRETERA, ó
 3.7 m POR ENCIMA DE LA ALTURA DE LOS RAILES, ó
 1.25 m POR ENCIMA DE LA ACERA PARA PEATONES O BICICLETAS

Allí donde haya más de dos parapetos o vallas de seguridad, independientemente de la anchura de la superestructura, solamente se considerarán los dos elementos que tengan la menor protección.

2. Para superestructuras con parapetos sólidos: la superestructura utilizando la altura d_2 de la tabla 4, que incluye los efectos de los parapetos cara al viento y protegido del viento. Allí donde haya vallas de seguridad o parapetos adicionales, P_t se determinará por separado para las áreas sólidas de los elementos por encima del parapeto sólido cara al viento.

b) *Superestructuras con carga móvil.* P_t se determinará para el área A_1 tal como se da en la tabla 4, que incluye los efectos de la superestructura, la carga móvil y los parapetos cara al viento y protegido del viento. Allí donde haya vallas de seguridad o parapetos protegidos del viento más elevados que la profundidad d_L de la carga móvil, P_t se determinará por separado para las áreas sólidas de los elementos por encima de la carga móvil.

c) *Superestructuras separadas por un espacio de aire.* Allí donde dos superestructuras en general similares estén separadas transversalmente por un espacio que no sobrepase 1 m, la carga nominal en la estructura cara al viento se calculará como si se tratara de una sola estructura, y para la superestructura protegida del viento será tomada como la diferencia entre las cargas calculadas para las estructuras combinada y cara al viento (véase nota 7 en la figura 5).

Allí donde las superestructuras sean distintas o en las que el espacio de aire sobrepase 1 m, cada superestructura será considerada por separado sin concesión para la protección.

5.3.3.1.3. Superestructuras de pasarelas para peatones y bicicletas, con elevación sólida.

- a) *Superestructuras sin carga móvil.* Cuando la relación b/d , tal como se determina en la tabla 5, sea mayor o igual a 1.1, el área A_1 incluirá el área sólida proyectada normalmente al alzado de la cara expuesta al viento de la superestructura y del parapeto, solamente. P_t se determinará para esta zona; el parapeto protegido del viento se ignorará.

Allí donde b/d es menor que 1.1, la zona A se determinará tal como se especifica en 5.3.3.1.2.

b) *Superestructuras con carga móvil.* Cuando la relación b/d , tal como se determina en la tabla 5, sea mayor o igual a 1.1, el área A_1 incluirá el área sólida del tablero proyectado normalmente al alzado, la altura de la carga móvil (tomada como 1,25 m por encima de la acera) y las partes del parapeto cara al viento mayores de 1,25 m por encima de la acera. P_1 será determinado para esta área y el parapeto protegido del viento se ignorará. Donde b/d sea inferior a 1.1 y P_1 se determinará con el área A_1 como se especifica en 5.3.3.1.2.

5.3.3.1.4. *Todas las superestructuras de puente con vigas de celosía*

a) *Superestructuras sin carga móvil.* El área A para cada celosía, parapeto, etc. será el área sólida proyectada normalmente al alzado. La zona A_1 , para el tablero se basará en la altura total del tablero. P_1 se determinará por separado para las áreas de los elementos siguientes:

1. las estructuras de vigas cara al viento y protegida del viento;
2. el tablero;
3. los parapetos cara al viento y protegido del viento, excepto que P_1 no debe tenerse en cuenta en las zonas proyectadas de:
4. el parapeto cara al viento apantallado por la celosía cara al viento, o viceversa;
5. el tablero apantallado por la celosía cara al viento, o viceversa;
6. la celosía protegida del viento apantallada por el tablero;
7. el parapeto protegido del viento semiprotegido por la celosía (protegida del viento), o viceversa.

b) *Superestructuras con carga móvil.* El área A_1 para el tablero, parapetos, celosía, etc. será en lo que respecta a la superestructura, sin carga móvil. El área A_1 para la carga móvil será determinada utilizando la altura de carga móvil d_L apropiada, tal como se muestra en la tabla 4. P_1 se determinará por separado para las áreas de los siguientes elementos:

1. las celosías de cara al viento y protegidas del viento;
2. el tablero;
3. los parapetos de cara al viento y protegidos del viento;
4. la profundidad de carga móvil, excepto P_1 que no precisa ser tenido en cuenta en las áreas proyectadas de:
5. el parapeto cara al viento apantallado por la celosía de cara al viento, o viceversa;
6. el tablero apantallado por la celosía de cara al viento, o viceversa;
7. la carga móvil apantallada por la celosía o el parapeto de cara al viento;
8. la celosía protegida del viento apantallada por la carga móvil y el tablero;

9. el parapeto protegido del viento apantallado por la celosía protegida del viento y la carga móvil;
10. la celosía protegida del viento apantallada por el parapeto y la carga móvil protegidos del viento.

5.3.3.1.5. *Parapetos y vallas de seguridad.* Para parapetos y vallas abiertos o sólidos, P_t se determinará para el área sólida proyectada normalmente al alzado del elemento estudiado.

5.3.3.1.6. *Pilas.* P_t se determinará para el área sólida proyectada normalmente al alzado para cada pila. No se concederá nada para la protección.

5.3.3.2. *Coeficiente de empuje horizontal C_D para fases de construcción para vigas y viguetas.* En 5.3.3.2.1 a 5.3.3.2.5 los requisitos se especifican para discretas vigas o viguetas antes de la construcción del tablero o de otros materiales de relleno (como encofrado).

5.3.3.2.1. *Viga simple o viga cajón.* C_D se determinará en la figura 3, de conformidad con la relación b/d .

5.3.3.2.2. *Dos o más vigas simples o cajón.* C_D para cada viga simple o cajón se determinará de la figura 5 sin ninguna concesión para la protección. Cuando se quiera combinar las vigas o cajones, C_D se determinará como sigue.

Allí donde la relación de distancia libre de separación entre las vigas cuya altura no exceda de 7, C_D para la estructura combinada, se tomará como 1,5 veces C_D determinado, como se especifica en 5.3.3.2.1 para la viga simple o cajón.

Allí donde la relación es mayor de 7, C_D para la estructura combinada se tomará como n veces el valor determinado tal como se especifica en 5.3.3.2.1 para la viga simple o cajón, donde n es el número de vigas simples o cajones.

5.3.3.2.3. *Placa individual.* C_D será tomado como 2.2.

5.3.3.2.4. *Dos o más placas.* C_D para cada placa se tomará como 2.2 sin concesión para la protección. Cuando se quiera combinar las placas, C_D para la estructura combinada se tomará como $2(1 + c/20d)$, pero no más de 4, donde c es la distancia de centro a centro de las placas adyacentes y d es la altura de la placa cara al viento.

5.3.3.2.5. *Vigas de celosía.* Las fases discretas de construcción serán estudiadas de conformidad con 5.3.3.4.

5.3.3.3. *Coeficiente de empuje horizontal C_D para todas las superestructuras con alzado compacto (véase figura 1).*

Para superestructuras con o sin carga móvil, C_D se determinará de la figura 3 de conformidad con la relación b/d , tal como se determina de la tabla 5.

Allí donde los diseños no se conformen con la tabla 5, y para aquellos tipos de superestructura ilustrados en la figura 2, los coeficientes de empuje se sacarán de ensayos en túnel de viento.

Allí donde la diferencia sobrepasara 1 m, C_D para cada estructura se determinará por separado, sin concesiones para la protección.

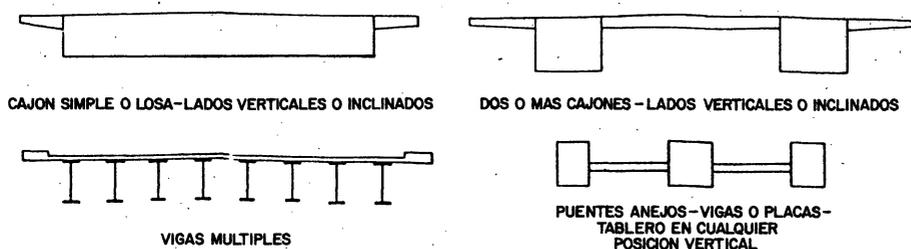


Fig. 1. - Superestructuras tipo a las que se aplica la figura 3.

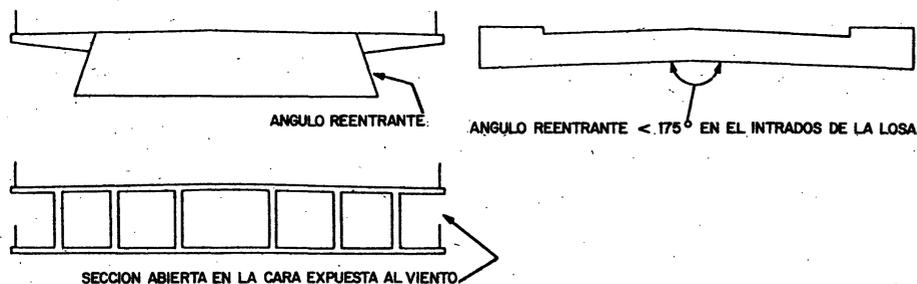


Fig. 2. - Superestructuras tipo que requieren ensayo en túnel de viento.

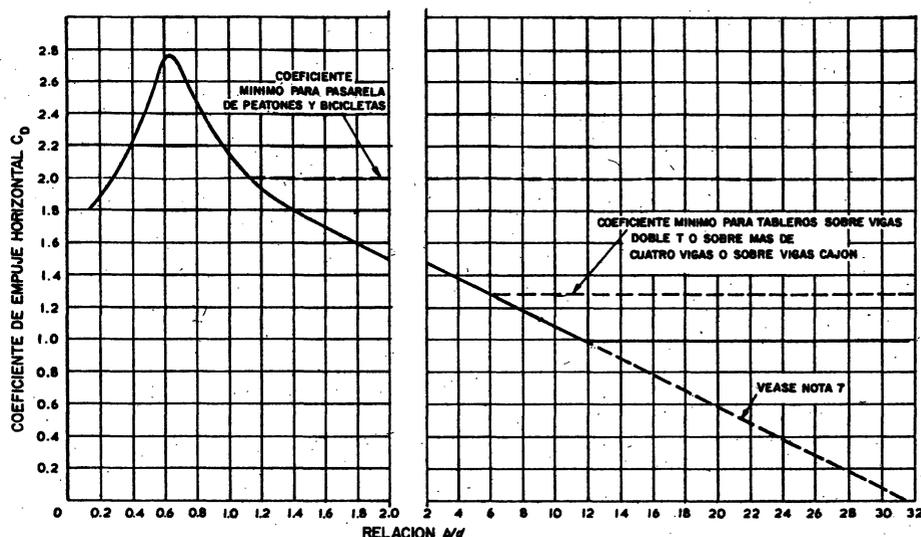


Fig. 3. - Coeficiente de empuje horizontal C_D para superestructuras con alzado compacto.

NOTA 1. - Estos valores se dan para alzados verticales y para viento horizontal.

NOTA 2. - Allí donde la cara expuesta al viento está inclinada respecto a la vertical, el coeficiente de empuje C_D puede reducirse en 0,5% por grado de inclinación de la vertical, sujeto a una reducción máxima de 30%.

NOTA 3. - Allí donde la cara expuesta al viento consiste en una vertical y una parte en pendiente o dos partes en pendiente inclinadas con ángulos diferentes, C_D se determinará como sigue: Para cada parte de la cara, la altura se tomará como la altura vertical total de la cara (es decir de todas las partes) y los valores de C_D se determinarán de conformidad con las notas 1 y 2. Estos valores por separado de C_D se aplicarán a la zona apropiada de la cara.

NOTA 4. - Allí donde una superestructura esté peraltada, C_D se incrementará en 3% por grado de inclinación con la horizontal, pero no más del 25%.

NOTA 5. - Allí donde una superestructura esté sujeta a viento inclinado que no exceda los 5° de inclinación, C_D se incrementará en un 15%. Allí donde el ángulo de inclinación sobrepase los 5° , el coeficiente de empuje se determinará mediante ensayos.

NOTA 6. - Allí donde la superestructura esté peraltada y también sujeta al viento inclinado, el coeficiente de freno C_D se investigará especialmente.

NOTA 7. - Allí donde dos superestructuras generalmente similares se separen transversalmente por un espacio que no exceda 1 m, el coeficiente de freno para la superestructura combinada se obtendrá tomando a b como anchura combinada de la superestructura. Al determinar la distribución de la carga de viento transversal entre las dos superestructuras separadas (véase 5.3.3.1.2. [c]) el coeficiente de empuje C_D para la superestructura de cara al viento será tomada como la superestructura de cara al viento sola, y el coeficiente de empuje C_D de la superestructura protegida del viento será la diferencia entre la de la superestructura combinada y la de la superestructura de cara al viento. Para los efectos de determinación de esta distribución, si b/d es mayor que 12, la línea discontinua en la figura 3 se utilizará para determinar C_D . La carga en la estructura protegida del viento es generalmente opuesta en signo al de la superestructura cara al viento.

TABLA 5

Altura a utilizar para determinar C_D

(a) SUPERESTRUCTURAS CUYA ALTURA (d_1 ó d_2) ES MAYOR QUE d_L	PARAPETO	SUPERESTRUCTURAS	
		SIN SOBRECARGA	CON SOBRECARGA
	ABIERTO	$d = d_1$	$d = d_1$
	COMPACTO	$d = d_2$	$d = d_2$
(b) SUPERESTRUCTURAS CUYA ALTURA (d_1 ó d_2) ES MENOR QUE d_L	ABIERTO	$d = d_1$	$d = d_L$
	COMPACTO	$d = d_2$	$d = d_L$

5.3.3.4. Coeficiente de empuje horizontal C_D para todas las superestructuras de vigas de colosia

a) Superestructuras sin carga móvil

El coeficiente de empuje C_D para cada celosía y para el tablero se determinará como sigue:

1. Para una celosía cara al viento, C_D se tomará de la tabla 6.

La proporción de solidez de la celosía es la relación entre área neta y área global de la misma.

2. Para la celosía protegida del viento de una superestructura con dos celosías, el coeficiente de empuje se tomará como ηC_D . Los valores de η se dan en la tabla 7.

La proporción de espaciado es la distancia entre centros de celosías dividida por la altura de la celosía cara al viento.

3. Allí donde una superestructura tenga más de dos celosías, el coeficiente de empuje para la celosía, adyacente a la celosía cara al viento se determinará como se especifica en (2).

El coeficiente para todas las celosías se considerará igual a ese valor.

4. Para el tablero, el coeficiente de empuje C_D se tomará como 1.1.

b) Superestructuras con carga móvil. El coeficiente de empuje C_D , para cada celosía y para el tablero será igual que para la superestructura sin la carga móvil. C_D para las partes sin protección de la carga móvil se tomará como 1.45

TABLA 6
Coefficiente de freno C_D para una sola celosía

PROPORCIÓN DE SOLIDEZ	PARA ELEMENTOS DE LADO PLANO	PARA MIEMBROS REDONDOS DONDE d ES EL DIAMETRO DEL MIEMBRO	
		$dv_c < 6 \text{ m}^2/\text{s}$	$dv_c \geq 6 \text{ m}^2/\text{s}$
0.1	1.9	ó 1.2	ó 0.7
0.2	1.8	dv'_c 1.2	dv'_c 0.8
0.3	1.7	1.2	0.8
0.4	1.7	1.1	0.8
0.5	1.6	1.1	0.8

TABLA 7
Factor de protección η

DE ESPACIADO	VALOR DE η PARA LA PROPORCIÓN DE SOLIDEZ DE:				
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
MENOS DE 1	1.0	0.90	0.80	0.60	0.45
2	1.0	0.90	0.80	0.65	0.50
3	1.0	0.95	0.80	0.70	0.55
4	1.0	0.95	0.85	0.70	0.60
5	1.0	0.95	0.85	0.75	0.65
6	1.0	0.95	0.90	0.80	0.70

5.3.3.5. *Coefficiente de empuje C_D para parapetos y vallas de seguridad.* Para parapeto o valla de cara al viento, C_D se tomará de la tabla 8.

Allí donde haya dos parapetos o vallas en un puente, el valor de C_D para el elemento protegido del viento se tomará igual al del elemento de cara al viento. Allí donde haya más de dos parapetos o vallas, los valores de C_D deberán tomarse de la tabla 8 para los dos elementos que tengan el mayor efecto de no protección.

Allí donde los parapetos tengan paneles de malla, se tendrá en cuenta la posibilidad de que la malla se llegue a llenar de hielo.

En esas circunstancias, el parapeto será considerado sólido (compacto).

5.3.3.6. *Coefficiente de empuje C_D para pilas.* El coeficiente de empuje se tomará de la tabla 9. Para pilas con secciones transversales distintas de las que se dan en la tabla 9, se efectuarán ensayos en tunel de viento.

C_D se determinará para cada pila, sin reducción por protección.

5.3.4. Carga de viento longitudinal nominal

La carga del viento longitudinal nominal P_L (en N), tomada como si actuara en los baricentros de las zonas pertinentes, será la peor de:

- La carga de viento nominal longitudinal en la superestructura P_{LS} solamente, o
- la suma de la carga del viento longitudinal nominal en la superestructura, P_{LS} y la carga del viento longitudinal nominal en la carga móvil, P_{LL} , determinadas separadamente, tal como se especifica adecuadamente en 5.3.4.1. a 5.3.4.3.

TABLA 8

Coefficiente de empuje horizontal C_D para parapetos y vallas de seguridad

	SECCION CIRCULAR $dv_c < 6$	1.2
(Donde v_c es en m/s y d es en m)	$dv_c \geq 6$	0.7
NOTA: En las zonas favorables, utilizar en lugar de v_c		
	ELEMENTOS PLANOS CON ESQUINAS RECTANGULARES, RAILES DE BARRERAS DE SOCORRO Y PARAPETOS SOLIDOS	2.2
	ELEMENTOS CUADRADOS EN DIAGONAL CON EL VIENTO	1.5
	CABLES CIRCULARES DISPUESTOS EN CORDON	1.2
	ELEMENTOS RECTANGULARES CON ESQUINAS CIRCULARES $r > d/12$	1.1*
	ELEMENTOS RECTANGULARES CON ESQUINAS CIRCULARES $r > d/12$	1.5*
	ELEMENTOS RECTANGULARES CON ESQUINAS CIRCULARES $r > d/24$	2.1

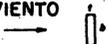
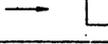
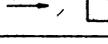
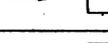
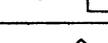
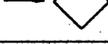
*Para secciones con relaciones intermedias, C_D puede obtenerse por interpolación

5.3.4.1. *Todas las superestructuras con alzado compacto.* $P_{LS} = 0,25qA_1C_D$

donde q es tal como se define en 5.3.3 el valor apropiado de V_c , sólo para las superestructuras con o sin adopción de carga móvil, A_1 es tal como se define en 5.3.3.1.2 y 5.3.3.1.3 para la superestructura solamente.

C_D es el coeficiente de empuje para la superestructura (excluyendo la reducción para almas inclinadas), tal como se define en 5.3.3.3. pero no inferior a 1.3.

TABLA 9
Coefficiente de empuje C_D para pilas

FORMA DEL PLANO	$\frac{t}{b}$	CARA C_D PARA RELACION $\frac{\text{ALTURA}}{\text{ANCHURA}}$ DE PILA						
		1	2	4	6	10	20	40
VIENTO 	$\leq \frac{1}{2}$	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.9	2.1
	$\frac{1}{2}$	1.3	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	2.2
	$\frac{2}{3}$	1.3	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	2.2
	1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0
	$1\frac{1}{2}$	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.7
	2	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4
	3	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.2
	≥ 4	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.9	1.1
 CUADRADO U OCTOGONAL		1.0	1.1	1.1	1.2	1.2	1.3	1.4
 POLIGONO DE 12 LADOS		0.7	0.8	0.9	0.9	1.0	1.1	1.3
 CIRCULO CON SUPERFICIE UNIFORME DONDE $t_{vc} \geq$ $6 \text{ m}^2/\text{s}$		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6
 CIRCULO CON SUPERFICIE UNIFORME DONDE $t_{vc} <$ $6 \text{ m}^2/\text{s}$. CIRCULO CON SUPERFICIE IRREGULAR O CON PROYECCIONES		0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	1.0	1.2

NOTA 1. - Tras la construcción de la superestructura, C_D se determinará para una relación altura/anchura de 40.

NOTA 2. - Para una pila rectangular con esquinas curvadas, el valor de C_D determinado con la tabla 9 será multiplicado por $(1-1, 5r/b$ ó $0,5$, según cual sea el mayor.

NOTA 3. - Para una pila achaflanada, C_D deberá determinarse como para el rectángulo que rodea los bordes exteriores de la pila.

NOTA 4. - Para una pila que va ahusándose con la altura, C_D se determinará para cada altura unitaria en que se haya subdividido el soporte (véase 5.3.2.1.4). Los valores medios de t y b para cada altura unitaria serán utilizados para evaluar t/b . La altura total de pila y la anchura media de cada altura unitaria se utilizarán para evaluar altura/anchura.

5.3.4.2. Todas las superestructuras de vigas de celosía

$$P_{LS} = 0,5qA_1C_D$$

donde

q es tal como se define en 5.3.3., el valor pertinente de v_c para estructuras con o sin adopción de carga móvil.

A_1 es como se define en 5.3.3.1.4 (a)

C_D es tal como se define en 5.3.3.4 (a), se adoptará ηC_D cuando sea aplicable.

5.3.4.3. Carga móvil en todas las superestructuras

$$P_{LL} = 0,5qA_1C_D$$

donde

q es tal como se define en 5.3.3.

A_1 es el área de carga móvil determinada por la altura d_L , tal como se ve en la tabla 4 y la longitud de carga del viento horizontal adecuada, tal como se define en la nota en la tabla 2.

$$C_D = 1,45$$

5.3.4.4. Parapetos y vallas de seguridad

- a) Con elementos de relleno, verticales, $P_L = 0,8 P_t$
- b) Con dos o tres railes horizontales solamente, $P_L = 0,4 P_t$
- c) Con paneles de malla, $P_L = 0,6 P_t$

donde P_t es la carga por el viento transversal nominal en el elemento.

5.3.4.5. *Puntales por fuera de las celosías, armazones o vigas principales.* P_L es la carga derivada de un viento horizontal que actúa a 45° en el eje longitudinal del área de cada puntal no protegido por la imposta o puntal adyacente. El coeficiente de empuje C_D se tomará de la tabla 8.

5.3.4.6. *Pilas.* La carga derivada de un viento horizontal que actúe a lo largo del eje longitudinal del puente se tomará como

$$P_L = qA_2C_D$$

donde q es tal como se define en 5.3.3.

A_2 es el área sólida proyectada normalmente en alzado en la dirección longitudinal del viento (en m^2).

C_D es el coeficiente de empuje tomado de la tabla 9, con valores b y t intercambiados.

5.3.5. Carga del viento vertical nominal

Una carga del viento vertical nominal hacia arriba o hacia abajo P_v (en N), que actúa en los baricentros de las zonas pertinentes, para todas las superestructuras, se derivará de

$$P_v = qA_3C_L$$

donde q es tal como se define en 5.3.3.

A_3 es el área en planta (en m^2)

C_L es el coeficiente de empuje vertical como se determina con la figura 4 para superestructuras donde el ángulo de peralte es inferior a 1°

Allí donde el ángulo de peralte de una superestructura está entre 1° y 5° , C_L se tomará como $\pm 0,75$.

Allí donde el ángulo de peralte de una superestructura sobrepase los 5° , el valor de C_L se determinará mediante ensayos.

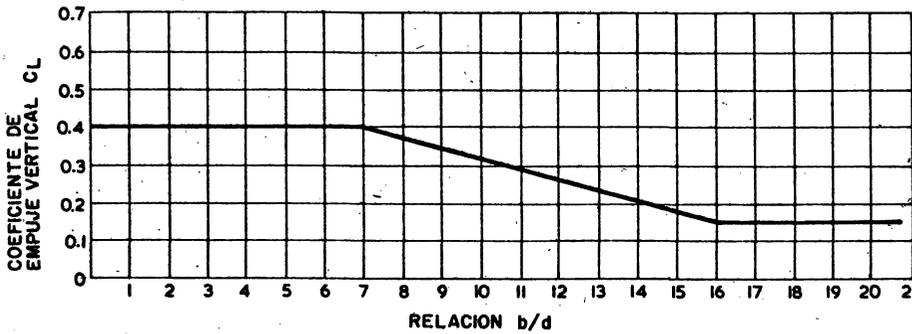


Fig. 4. - Coeficiente de empuje vertical C_L .

Allí donde el viento inclinado pueda afectar a la estructura, C_L se tomará como $\pm 0,75$ para inclinaciones del viento de hasta 5° . El ángulo de inclinación de estas circunstancias se tomará como la suma del ángulo de inclinación del viento y el de peralte del puente. Los efectos de las inclinaciones del viento que sobrepasen los 5° se investigarán mediante ensayos.

5.3.6. *Combinación de carga*

Las cargas del viento P_t , P_L y P_v se estudiarán en combinación con las demás cargas de la combinación 2, según proceda, tomando cuatro casos por separado:

- (a) P_t solamente,
- (b) P_t en combinación con $\pm P_v$,
- (c) P_t solamente,
- (d) $0,5 P_t$ en combinación con $P_L \pm 0,5 P_v$

5.3.7. *Cargas de diseño*

Para las cargas de diseño se tomará el factor γ_L como sigue:

Viento estudiado con:	Para el estado límite último	Para el estado límite de servicio
a) construcción	1.1	1.0
b) peso propio más carga muerta solamente, y para elementos principales resistiendo las cargas del viento....	1.4	1.0
c) cargas de la combinación 2 apropiadas	1.1	1.0
d) efectos favorables del viento	1.0	1.0

5.3.8. *Efectos de vuelco*

Allí donde se investiguen los efectos de vuelco, también tendrán que tomarse en cuenta la carga del viento en combinación con la carga móvil de tráfico vertical. Allí donde la carga móvil de tráfico vertical tenga un efecto favorable, esta carga deberá limitarse a un carril teórico o a una vía únicamente, y tendrá el siguiente valor:

puentes de carretera, no más de 6kN/m de puente.

en puentes de ferrocarril, no más de 12kN/m de puente.

5.3.8.1. *Factor de carga para carga móvil vertical favorable.* Para carga móvil que produzca un efecto favorable γ_L para ambos estados límite último y de servicio se tomará como 1.0.

5.3.9. *Efectos aerodinámicos*

Se tendrá en cuenta las oscilaciones debidas al viento, y donde proceda, este comportamiento se determinará mediante ensayos.

5.4. *Temperatura*

5.4.1. *Datos generales*

Las fluctuaciones diarias y estacionales de la temperatura del aire a la sombra, radiación solar, re-radiaciones, etc. causan lo siguiente:

a) Cambios en la temperatura total del puente, llamada temperatura real del puente. Durante un periodo dado, habrá un mínimo y un máximo, junto con una gama de temperaturas reales del puente, que dan lugar a cargas y/o efectos de carga en el interior del puente debido a:

1. Coacción a la expansión o contracción correspondiente por la forma de construcción (como pórticos arcos, pilas flexibles, apoyos elastoméricos) llamada coacción a la temperatura, y
2. Rozamiento en los rodillos o apoyos deslizantes donde la forma de la estructura permita la expansión y contracción asociadas, llamada coacción por rozamiento de apoyos.

b) Diferencias de temperatura entre la superficie superior y otros niveles a través de la altura de la superestructura, llamada temperatura diferencial dando lugar a unas cargas y/o efectos de carga en el interior de la estructura.

Las temperaturas reales de puente se derivan de las isotermas de la temperatura del aire a la sombra mostradas en las figuras 5 y 6. Estas temperaturas del aire a la sombra son apropiadas para nivel medio del mar en paisajes despejados y para un periodo de retorno de 120 años.

5.4.2. *Temperaturas del aire a la sombra, máxima y mínima*

Para todos los puentes, los extremos de temperatura del aire a la sombra para el lugar del puente se obtendrán en los mapas de isotermas mostrados en las figuras 5 y 6.

Para pasarelas para peatones y bicicletas, sujetas al acuerdo de la autoridad competente, podría adoptarse un periodo de retorno de 50 años, y las temperaturas del aire a la sombra se puede reducir como se especifica en 5.4.2.1.

Las juntas de las vías y equipo similar que se sustituyan durante el tiempo que dure la estructura pueden ser diseñadas para temperaturas correspondientes a un periodo de retorno de 50 años y la temperatura del aire a la sombra puede reducirse como se especifica en 5.4.2.1.

Durante la construcción, puede adoptarse un periodo de retorno de 50 años para todos los puentes y las temperaturas del aire a la sombra pueden reducirse como se especifica en 5.4.2.1. Por otra parte, allí donde una construcción en particular se complete dentro de un periodo de uno o dos días, para los cuales se puedan hacer predicciones fiables de la temperatura del aire a la sombra, pueden adoptarse éstas.

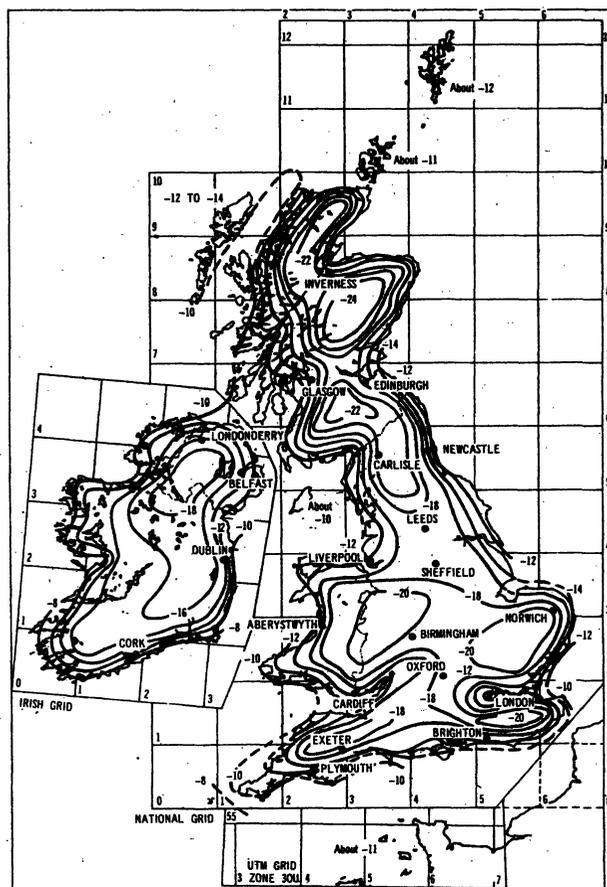


Fig. 5. - Isothermas de la temperatura mínima del aire a la sombra (en °C).

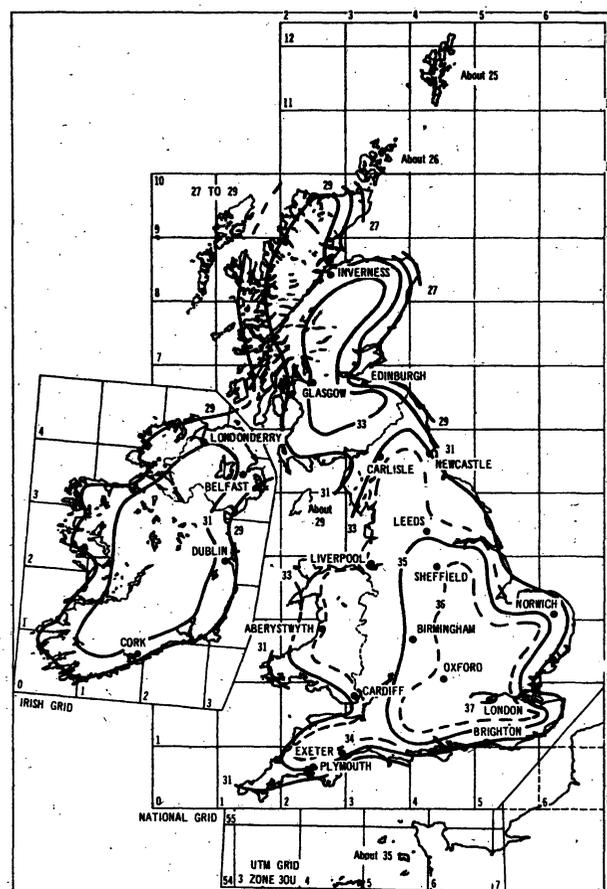


Fig. 6. - Isothermas de la temperatura máxima del aire a la sombra (en °C).

TABLA 10
Temperatura real de puente mínima

TEMPERATURA DEL AIRE A LA SOMBRA MÍNIMA	TEMPERATURA REAL DE PUENTE MÍNIMA		
	TIPO DE SUPERESTRUCTURA		
	GRUPOS 1y2	GRUPC 3	GRUPO 4
°C	°C	°C	°C
-24	-28	-19	-14
-23	-27	-18	-13
-22	-26	-18	-13
-21	-25	-17	-12
-20	-23	-17	-12
-19	-22	-16	-11
-18	-21	-15	-11
-17	-20	-15	-10
-16	-19	-14	-10
-15	-18	-13	-9
-14	-17	-12	-9
-13	-16	-11	-8
-12	-15	-10	-7
-11	-14	-10	-6
-10	-12	-9	-6
-9	-11	-8	-5
-8	-10	-7	-4
-7	-9	-6	-3
-6	-8	-5	-3
-5	-7	-4	-2

TABLA 11
Temperatura real de puente máxima

TEMPERATURA DEL AIRE A LA SOMBRA MÁXIMA	TEMPERATURA REAL DE PUENTE MÁXIMA		
	TIPO DE SUPERESTRUCTURA		
	GRUPOS 1y2	GRUPO 3	GRUPO 4
°C	°C	°C	°C
24	40	31	27
25	41	32	28
26	41	33	29
27	42	34	29
28	42	34	30
29	43	35	31
30	44	36	32
31	44	36	32
32	44	37	33
33	45	37	33
34	45	38	34
35	46	39	35
36	46	39	36
37	46	40	36
38	47	40	37

NOTA: Véase la Fig. 7 para diversos tipos de superestructuras.

5.4.2.1. *Ajuste para un período de retorno de 50 años.* La temperatura mínima del aire a la sombra, tal como se deriva de la figura 5, se ajustará añadiendo 2° C.

La temperatura máxima del aire a la sombra, tal como se deriva de la figura 6, se ajustará restando 2° C.

TABLA 12

Ajuste a la temperatura real del puente para revestimiento del tablero

SUPERFICIE DEL TABLERO	ADICION A LA TEMPERATURA REAL MINIMA DEL PUENTE			ADICION A LA TEMPERATURA REAL MAXIMA DEL PUENTE		
	GRUPOS 1y2	GRUPO 3	GRUPO 4	GRUPOS 1y2	GRUPO 3	GRUPO 4
SIN REVESTIMIENTO	0	-3	-1	+4	0	0
IMPERMEABILIZADO	0	-3	-1	↑	+4	+2
40 mm						
REVESTIDO 100 mm	0	-2	-1	0	+2	+1
REVESTIDO*	—	0	0	—	0	0
200 mm						
REVESTIDO*	—	+3	+1	—	-4	-2

* Las profundidades de revestimiento incluyen la impermeabilización.

5.4.2.2. *Ajuste para altura por encima del nivel medio del mar.* Los valores de la temperatura del aire a la sombra se ajustarán, para altura por encima del nivel del mar, restando 0,5°C por cada 100 m de altura para las temperaturas del aire mínimas a la sombra y 1°C por cada 100 m de altura para temperaturas máximas del aire a la sombra.

5.4.2.3. *Divergencia de la temperatura mínima del aire a la sombra.* Hay lugares donde los valores mínimos divergen de los valores dados en la figura 5, como, por ejemplo, bolsas frías y zonas bajas protegidas donde el mínimo puede ser notablemente más bajo o en zonas urbanas y lugares costeros, donde el mínimo puede ser más elevado que lo indicado en la figura 5. Estas divergencias se tendrán en cuenta (en las zonas costeras, los valores es probable que sean 1°C más elevado que los valores dados en la figura 5).

5.4.3. Temperaturas reales de puente máxima y mínima

Las temperaturas de puente reales máxima y mínima para diversos tipos de construcciones se determinarán de las temperaturas del aire a la sombra máxima y mínima, mediante referencia a las tablas 10 y 11 respectivamente. Los diversos tipos de construcción son como se muestran en la figura 7.

5.4.3.1. *Ajuste para el grosor de firme.* Las temperaturas reales de puente dependen de la altura del firme en los tableros de los puentes y los valores dados en las tablas 10 y 11 suponen alturas de 40 mm para los grupos 1 y 2 y 100 mm para los grupos 3 y 4. Allí donde la altura del firme difiera de esos valores, las temperaturas reales del puente máxima y mínima pueden ajustarse mediante las cantidades dadas en la tabla 12.

5.4.4. Gama de temperaturas reales de puente

Al determinar los efectos de carga debidos a la coacción de la temperatura, la temperatura real del puente en el momento en que la estructura es realmente coaccionada se tomará como punto inicial al calcular la expansión hasta la temperatura real de puente máxima y la contracción hasta la temperatura real mínima del puente.

5.4.5. *Temperatura diferencial*

Los efectos de la temperatura diferencial en el interior de la superestructura se determinarán. Las temperaturas diferenciales positivas se presentan cuando las condiciones son tales que la radiación solar y otros efectos causan una ganancia de calor a través de la superficie superior de la superestructura. Por el contrario, las temperaturas diferenciales inversas se presentan cuando las condiciones son tales que se pierde el calor de la superficie superior del tablero del puente como resultado de la re-radiación y otros efectos.

5.4.5.1. *Ajuste del grosor del revestimiento.* Las temperaturas diferenciales son sensibles al grosor del revestimiento, y los datos dados en la figura 7 suponen profundidades de 40 mm para los grupos 1 y 2 y 100 mm para los grupos 3 y 4. Para otras profundidades de revestimiento se aplicarán valores diferentes.

5.4.5.2. *Combinación con temperaturas reales de puente.* Las temperaturas diferenciales máximas positivas se consideran coexistentes con temperaturas reales de puente de más de 25° C (grupos 1 y 2) y 15° C (grupos 3 y 4). Las temperaturas diferenciales máximas inversas se considerarán coexistentes con las temperaturas reales de puente hasta 8° C por debajo del máximo para los grupos 1 y 2, hasta 4° C por debajo de la máxima para el grupo 3 y hasta 2° C por debajo del máximo para el grupo 4.

5.4.6. *Coefficiente de dilatación térmica*

Para los efectos del cálculo de los efectos de la temperatura, el coeficiente de dilatación térmica para acero y hormigón estructurales puede ser tomado como $12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, excepto cuando se utilice árido de piedra caliza en el hormigón, en cuyo caso se adoptará un valor de $7 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ para el hormigón.

5.4.7. *Valores nominales*

5.4.7.1. *Gama nominal de movimiento.* Para los efectos de diseñar juntas de dilatación etc. la temperatura real del puente en el momento en el cual la estructura se une a aquellas partes que permitan el movimiento, se tomará como punto inicial y la gama nominal de movimiento se calculará para la expansión hasta la temperatura real de puente máxima y para la contracción hasta la temperatura real de puente mínima.

5.4.7.2. *Carga nominal para coacción a la temperatura.* La carga debida a la restricción de expansión o de contracción de la temperatura para la gama de temperatura real de puente apropiada (véase 5.4.4) se tomará como la carga nominal.

Allí donde la coacción a la temperatura se acompaña de deformaciones elásticas en las pilas flexibles y los apoyos elastoméricos, la carga nominal se determinará como se especifica en 5.4.7.2.1 a 5.4.7.2.2.

5.4.7.2.1. *Flexión de las pilas.* Para las pilas flexibles articuladas en un extremo y empotradas en el otro, o empotradas en ambos extremos, la carga requerida para desplazar la pila por la cantidad de expansión o de contracción para la gama de temperatura real del puente apropiada (véase 5.4.4) se tomará como carga nominal.

5.4.7.2. *Apoyos elastoméricos.* Para la coacción a la temperatura recogida por cortante en un elastómero, la carga requerida para desplazar la pila por la cantidad de expansión o de contracción para la temperatura real del puente apropiada (véase 5.4.4) se tomará como carga nominal.

La carga nominal se tomará como

$$A_0 G \frac{\delta l}{t'}$$

donde A_0 es el área en planta real del apoyo elastomérico

G es el módulo de elasticidad transversal

δ , es la gama nominal de movimiento del apoyo

t' es el espesor total del elastómero a cortante.

5.4.7.3. *Carga nominal para coacción por rozamiento de apoyos.* La carga nominal debida a la coacción por rozamientos de apoyos se deter-

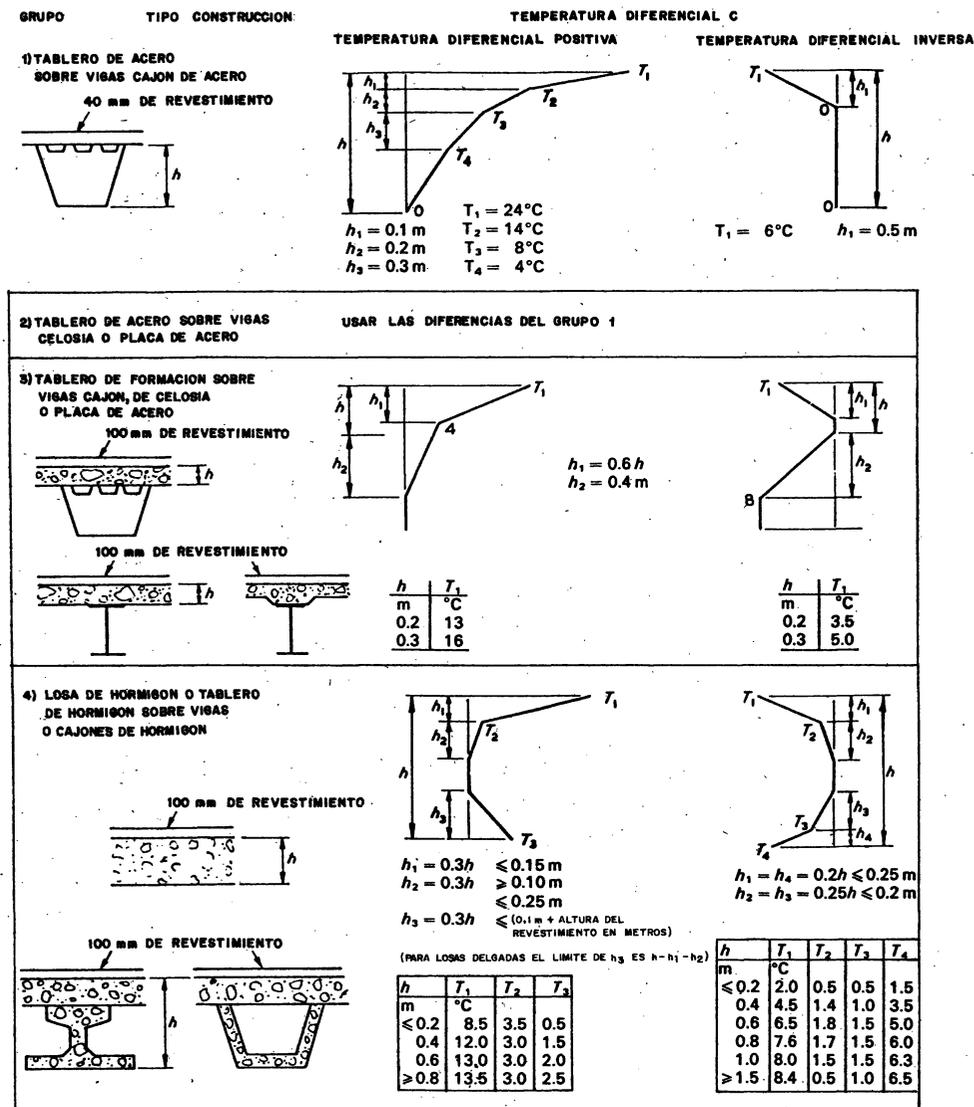


Fig. 7. - Temperatura diferencial para tipologías diferentes de construcción.

minará del peso propio nominal (5.1.1) y de la carga muerta nominal (5.2.1) utilizando el coeficiente apropiado de rozamiento dado como sigue.

Para apoyos de rodillo con placas de asiento en la circunferencia de los rodillos

uno o dos rodillos $\mu = 0,03$
tres o más rodillos $\mu = 0,05$

Para apoyos deslizantes de acero sobre politetrafluoroetileno (PTFE)

Para presiones medias de contacto de:

10 N/mm² $\mu = 0,06$
20 N/mm² $\mu = 0,04$
30 N/mm² $\mu = 0,03$

5.4.7.4. *Efectos nominales de la temperatura diferencial.* Los efectos de la temperatura diferencial serán considerados como valores nominales.

5.4.8. Valores de diseño

5.4.8.1. *Gama de diseño de movimiento.* Para los efectos de diseño de juntas de expansión, etc., la gama de diseño de movimiento se tomará como 1,3 veces el valor nominal apropiado para el estado límite último y 1 vez el valor nominal para el estado límite de servicio.

Para los efectos de esta cláusula, el estado límite último será considerado como una condición en la cual la expansión o contracción más allá del límite de servicio hasta el límite último colapsaría o dañaría de un modo notable los elementos de la estructura. Allí donde la expansión o contracción más allá del límite de servicio no tuviera dichas consecuencias, solamente se precisa cubrir el estado límite de servicio.

5.4.8.2. *Carga de diseño para la coacción a la temperatura.* Para la combinación 3, γ_{FL} se tomará como sigue:

Para el estado límite último	Para el estado límite de servicio
1,30	1

5.4.8.3. *Carga de diseño para coacción por rozamientos de apoyos.* Para la combinación 5, γ_{FL} se tomará como sigue:

Para el estado límite último	Para el estado límite de servicio
1,30	1

5.4.8.3.1. *Carga vertical de diseño asociada.* El peso propio de diseño (véase 5.1.2) y la carga muerta de diseño (véase 5.2.2.) se considerarán conjuntamente con la carga de diseño debida a la coacción por rozamiento de apoyos.

5.4.8.4. *Efectos de diseño de la temperatura diferencial.* Para la combinación 3, γ_{FL} se tomará como sigue:

Para el estado límite último	Para el estado límite de servicio
1	0,80

5.5. Efectos de fluencia, retracción, tensiones residuales, etc.

Allí donde sea necesario tener en cuenta los efectos de fluencia y retracción del hormigón; los esfuerzos en el acero debidos al aplastamiento, soldadura o falta de ajuste; las variaciones en la precisión de los niveles de apoyo o fuentes similares de deformación que se presentan por la naturaleza del material o su fabricación y construcción, los requisitos están especificados en las partes apropiadas de esta norma.

5.6. Asiento diferencial

Allí donde es probable que el asiento diferencial afecte a la estructura en todo o en parte, estos efectos deberán tenerse en cuenta.

5.6.1. Asiento diferencial, su determinación

Al determinar la cantidad de movimiento diferencial a considerar, el técnico deberá tener en cuenta el alcance de sus efectos y remediarlos antes que se produzcan daños.

5.6.2. Factores de carga

Los valores de γ_L se elegirán de conformidad con el grado de fiabilidad de la determinación, teniendo en cuenta la base general de probabilidades de que ocurra el suceso especificado en la parte 1 de esta norma y las disposiciones para llevar a cabo la acción remediativa.

5.7. Cargas excepcionales

Donde es probable que se encuentren otras cargas no especificadas en esta norma como por ejemplo los efectos de terremotos, avenidas de ríos o bancos de hielo, éstas deberán tenerse en cuenta. Las cargas nominales a adoptar tendrán un valor de conformidad con la base general de probabilidad de que ocurra el suceso especificada en la parte 1 de esta norma.

5.7.1. Carga de nieve

La carga de nieve deberá considerarse de conformidad con las condiciones locales, para las que prevalecen en Gran Bretaña, esta carga puede ignorarse en general, pero hay circunstancias como por ejemplo puentes móviles o allí donde la estabilidad del peso propio es crítica, y deban tenerse en cuenta.

5.7.2. Cargas de diseño

Para cargas de diseño excepcionales, γ_L se determinará de conformidad con la base general de probabilidad de que ocurra el suceso especificada en la parte 1 de esta norma.

5.8. Presión de la tierra en las estructuras de contención

5.8.1. Material de relleno

5.8.1.1. *Carga nominal.* Allí donde el material de relleno está retenido por estribos u otras partes de la estructura, las cargas calculadas por principios de mecánica del suelo a partir de las propiedades del material de relleno serán consideradas cargas nominales.

Las cargas nominales supuestas inicialmente deberán comprobarse con exactitud con las propiedades del material a utilizar en la construcción y, donde proceda, se efectuarán ajustes para reconciliar cualquier discrepancia.

Se tendrá en cuenta la posibilidad de que el material de relleno se sature o pueda ser quitado todo o en parte de cualquiera de los lados de la parte de la estructura que lo retiene.

5.8.1.2. Carga de diseño

Para toda combinación de carga de diseño, γ_{fl} se tomará como sigue:

Para el estado límite último	Para el estado límite de servicio
1,50	1

excepto como se define en 5.8.1.3.

5.8.1.3. *Factor de carga alternativo.* Allí donde la estructura o elemento considerado es tal que la aplicación de γ_{fl} tal como se da en 5.8.1.2. para el estado límite último causa un efecto total menos grave (véase 3.2.6) del que sería el caso si γ_{fl} aplicado a todas las partes del material de llenado se hubiese tomado como valor 1, se adoptará el valor de 1.

5.8.2. Sobrecarga móvil

Los efectos de sobrecarga móvil deberán tenerse en cuenta.

5.8.2.1. *Carga nominal.* En la ausencia de cálculos más exactos la carga nominal debida a sobrecarga móvil para el material apropiado adecuadamente consolidado, se puede suponer que es

- a) para carga HA: 10kN/m²
- b) para carga HB
45 unidades: 20 kN/m² (valor intermedio por interpolación)
25 unidades: 10 kN/m²
- c) para carga RU 50 kN/m² en zonas ocupadas por vías
- d) para carga RL 30 kN/m² en zonas ocupadas por vías.

5.8.2.2. *Carga de diseño.* Para las combinaciones de 1 a 4, γ_{fl} será tal como se especifica en 5.8.1.2.

5.9. Cargas de construcción

Para el estado límite último, las cargas de construcción serán tenidas en cuenta de conformidad con 5.9.1 a 5.9.5.

Para el estado límite de servicio no se hará nada durante la construcción que cause daños a la estructura permanente o que altere su respuesta en servicio de la estimada prevista.

5.9.1. Cargas temporales

5.9.1.1. Cargas nominales

El peso total de todos los materiales temporales, plantas y equipo a utilizar durante la construcción será tenido en cuenta. Este se determinará con precisión para asegurarse de no haberse subestimado la carga.

5.9.1.2. *Cargas de diseño.* Para el estado límite último para las combinaciones 2 y 3, γ_{TL} se tomará como 1,15 excepto en lo especificado en 5.9.1.3.

5.9.1.3. *Efectos favorables.* Allí donde cualquier material temporal tenga efectos favorables, y no se haya introducido específicamente para estos efectos, será considerado como que no actúan. Cuando se hayan introducido con ese fin, se deberán tomar precauciones para asegurarse que no se quiten inadvertidamente durante el período en el cual se les precise. El peso de estos materiales será también determinado con precisión para asegurarse que la carga no se haya sobrestimado. Este valor se tomará como carga de diseño.

5.9.2. Cargas permanentes

5.9.2.1. *Cargas nominales.* Todos los pesos propios y cargas muertas que afecten a la estructura en cada fase de construcción serán tenidos en cuenta.

Los efectos del método de construcción de materiales permanentes serán tenidos en cuenta y se efectuarán las concesiones oportunas para las cargas de impacto o de choque.

5.9.2.2. *Cargas de diseño.* Las cargas de diseño debidas a las cargas permanentes para el estado límite último, para las combinaciones 2 y 3 serán como se especifica en 5.1.2 y 5.2.2 respectivamente.

5.9.3. Disposición de las cargas permanentes y temporales

La disposición de todas las cargas permanentes o temporales en todas las fases de construcción será tomada en cuenta y se harán las concesiones oportunas para las posibles inexactitudes de su emplazamiento. Se tomarán precauciones para asegurarse que la disposición supuesta se mantiene durante la construcción.

5.9.4. Efectos del viento y de la temperatura

Los efectos del viento y de la temperatura se tendrán en cuenta de conformidad con 5.3 y 5.4, respectivamente.

5.9.5. Cargas por nieve y hielo

Cuando las condiciones climáticas son tales que existe la posibilidad de que nieve o hiele, se efectuará la concesión apropiada. En general, una carga distribuida de 500N/m² será considerada adecuada pero puede precisar un incremento para aquellas regiones en las cuales existe la posibilidad de nevadas y de temperaturas extremadamente bajas durante largo tiempo. Los efectos del viento en combinación con las cargas de nieve pueden ignorarse.

Nota de la redacción

El punto 6: *Sobrecargas en puentes de autopista* no se incluye por tratarse en él de datos específicos cuya validez se reduce al Reino Unido.