

2. Para todo Estado que lo firme después de la entrada en vigor sin reserva de ratificación, aceptación, aprobación, o adhesión, o deposite un instrumento de ratificación, aceptación, aprobación o adhesión, el Convenio entrará en vigor a los noventa días de la firma o depósito.

ARTICULO 7

1. Toda Parte Contratante del presente Convenio podrá denunciarlo en todo momento después de haber entrado en vigor para dicha Parte Contratante.

2. La denuncia se efectuará mediante notificación por escrito al Secretario general de la Organización.

3. La denuncia surtirá efecto al año de haberla recibido el Secretario general de la Organización, a no ser que la notificación estipule un plazo más largo, en cuyo caso rige este plazo.

4. Presentada la denuncia por una Parte Contratante de conformidad con este artículo, las disposiciones del presente Convenio se seguirán aplicando a todo daño y perjuicio causado por un accidente nuclear acaecido antes de que la denuncia surta efecto.

ARTICULO 8

1. La Organización de las Naciones Unidas, en cuanto administradora de un territorio determinado, o toda Parte Contratante del presente Convenio que sea responsable de las relaciones internacionales de un territorio determinado, puede declarar en todo momento, notificándolo por escrito al Secretario general de la Organización, que el presente Convenio regirá en tales territorios.

2. El presente Convenio entrará en vigor para dichos territorios el día en que se reciba la notificación o en la fecha estipulada en la misma.

3. La Organización de las Naciones Unidas, o toda Parte Contratante que haya formulado una declaración bajo el primer apartado de este artículo puede, a su vez, declarar, notificándolo por escrito al Secretario general de la Organización, y en todo caso después de que haya entrado en vigor para ese territorio, que el presente Convenio perderá su vigencia en el territorio que se indique en la notificación.

4. El presente Convenio perderá su vigencia en el territorio indicado en la notificación al año de haberla recibido el Secretario general de la Organización, a no ser que en la notificación se estipule un plazo más largo, en cuyo caso rige este plazo.

ARTICULO 9

1. La Organización puede convocar una Conferencia con objeto de revisar o enmendar el presente Convenio.

2. La Organización convocará una Conferencia de las Partes Contratantes del presente Convenio con objeto de revisarlo o enmendarlo, a solicitud de, por lo menos, un tercio de las Partes Contratantes.

ARTICULO 10

Toda Parte Contratante puede formular reservas correspondientes a las que haya hecho válidamente a los Convenios de París o Viena. Tales reservas podrán expresarse en el momento de la firma, de la ratificación, de la aceptación, de la aprobación o de la adhesión.

ARTICULO 11

1. El presente Convenio se depositará ante el Secretario general de la Organización.

2. El Secretario general de la Organización deberá:

a) Informar a todos los Estados que hayan firmado o se hayan adherido al presente Convenio de:

i) Toda nueva firma o nuevo depósito de Instrumento y la fecha de los mismos,

ii) toda reserva formulada de acuerdo con el presente Convenio,

iii) la fecha de entrada en vigor del presente Convenio,

iv) toda denuncia del presente Convenio y fecha en que surta efectos,

v) de la vigencia del presente Convenio en los territorios a que se refiere el párrafo 1 del artículo 8, así como de la terminación de dicha vigencia, según el párrafo 4 del mismo artículo, y en ambos casos se mencionará la fecha en que la medida surta efectos.

b) Transmitir copias certificadas conformes del presente Convenio a todos los Estados signatarios y a todos los Estados que se hayan adherido al presente Convenio.

3. En cuanto entre en vigor el presente Convenio, el Secretario General de la Organización hará llegar una copia certificada conforme de mismo a la Secretaría de las Naciones Unidas para que se registre y publique de acuerdo con el artículo 102 de la Carta de las Naciones Unidas.

ARTICULO 12

El presente Convenio se escribe en un único original en los idiomas inglés y francés, siendo ambos textos igualmente auténticos. La Secretaría de la Organización preparará y depositará con el original firmado traducciones oficiales a los idiomas ruso y español.

En fe de lo cual los infrascritos, debidamente autorizados por sus respectivos Gobiernos a estos efectos, han firmado el presente Convenio.

Hecho en Bruselas el día 17 de diciembre de 1971.

El presente Convenio entró en vigor el día 15 de julio de 1975.

Lo que se hace público para conocimiento general.

Madrid, 31 de julio de 1975.—El Secretario general Técnico, Enrique Thomas de Carranza.

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS

17554 ORDEN de 25 de junio de 1975 por la que se aprueba la «Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril».

Huistrisimos señores:

Por Orden ministerial de 17 de junio de 1958 («Boletín Oficial del Estado» de 21 de agosto) se aprobó la «Instrucción para el cálculo de tramos metálicos y previsión de los efectos dinámicos de las sobrecargas en los de hormigón armado», actualmente en vigor, que vino a sustituir a la de 24 de septiembre de 1925, la cual se centraba exclusivamente en el cálculo de tramos metálicos y estuvo vigente durante treinta años.

Por Orden ministerial de 28 de febrero de 1972 («Boletín Oficial del Estado» de 18 de abril) se aprobó la «Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera», que sustituía parcialmente a las mencionadas con anterioridad, poniendo al día, de acuerdo con las técnicas actuales, las normas relacionadas con esta materia.

La Comisión para el estudio y redacción de las instrucciones para la elaboración de proyectos y de los pliegos de prescripciones técnicas ha redactado una Instrucción complementaria de la anterior relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril, basándose en el documento redactado por un grupo de trabajo presidido por el Vocal representante de la Dirección General de Transportes Terrestres en la anterior Comisión.

Sometido este proyecto de Instrucción al dictamen del Consejo de Obras Públicas, el pleno del mismo lo ha informado en su sesión de 30 de abril de 1975.

Visto el citado dictamen del Consejo de Obras Públicas y el informe emitido por la Secretaría General Técnica, en cumplimiento de lo prevenido en el artículo 130, 1, de la vigente Ley de Procedimiento Administrativo, procede la aprobación definitiva del proyecto de Instrucción redactado por la Comisión, y en consecuencia,

Este Ministerio ha dispuesto:

Artículo 1.º Aprobar la «Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril», que será de aplicación a los estudios cuya preparación se inicie con posterioridad a la vigencia de la misma.

Art. 2.º Quedan derogadas la Orden ministerial de 17 de julio de 1958, en lo que afecta al contenido de la Instrucción

que se aprueba, así como cualesquiera otras disposiciones de igual o inferior rango que se opongan a lo preceptuado en la presente Orden.

Lo que comunico a VV. II. para su conocimiento y efectos. Dios guarde a VV. II.
Madrid, 26 de junio de 1975.

VALDES Y GONZALEZ-ROLDAN

Ilmos. Sres. Subsecretario, Directores generales y Secretario general Técnico de este Ministerio.

INSTRUCCION RELATIVA A LAS ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE FERROCARRIL

1. AMBITO DE APLICACION

La presente Instrucción será de aplicación en el proyecto de puentes, muros u obras asimilables de las vías férreas, tipo Renfe y métricas.

2. UNIDADES

Las unidades adoptadas corresponden al sistema metro, kilopondio, segundo.

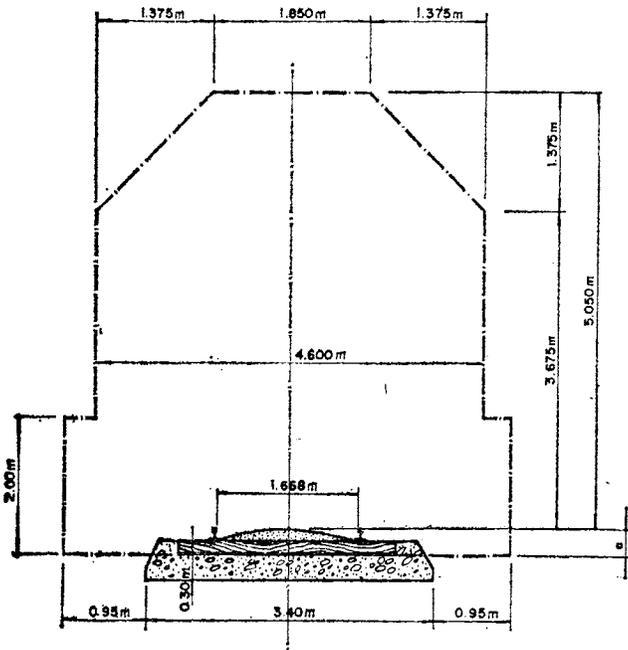
3. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS

Los gálibos de las figuras 3.1 y 3.2 se refieren a puentes de vía Renfe, y los de las figuras 3.3 y 3.4, a los puentes de vía métrica.

En todos los casos, dichos gálibos serán de aplicación tanto si el trazado del puente se encuentra en una alineación recta como si estuviere en una curva.

Para garantizar en lo posible el correcto paso por los puentes metálicos del material móvil, se dispondrán en los puentes de más de 10 metros de luz sendas encarriladoras en ambos accesos al mismo y contracarriles en toda su longitud.

GALIBO PARA PUENTES CON BALASTO PARA VIA RENFE



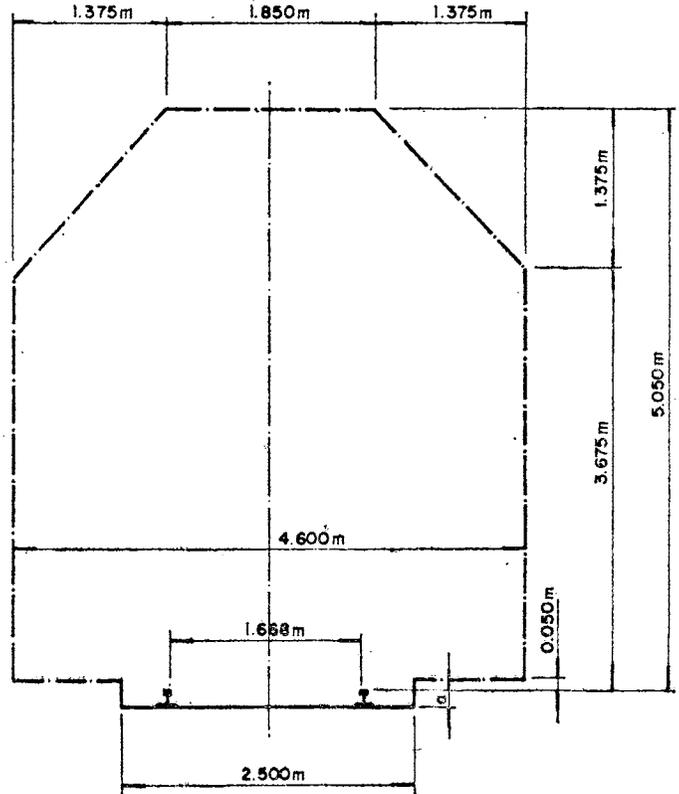
PARA VIAS MULTIPLES SE REPETIRA ESTE MODULO DEJANDO UNA SEPARACION ENTRE EJES DE VIAS DE 3.70 m

• = ALTURA DE TRAVIESA Y CARRIL.

VIA RENFE ES AQUELLA CUYA SEPARACION ENTRE CARAS ACTIVAS DE CARRILES ES DE 1.668 m EN RECTA.

Fig. 3.1

GALIBO PARA PUENTES SIN BALASTO PARA VIA RENFE



PARA VIAS MULTIPLES SE REPETIRA ESTE MODULO DEJANDO UNA SEPARACION ENTRE EJES DE VIAS DE 3.70 m

• = ALTURA DEL CARRIL MAS PLACA DE ASIENTO Y SUJECION A LA OBRA DEL PUENTE.

Fig 3.2

4. ACCIONES

4.1. Acciones permanentes.

Las acciones permanentes estarán constituidas por los pesos de los distintos elementos que formen la obra. Actuarán, por tanto, en todo momento y serán constantes en su posición y en su magnitud.

Comprenderán el peso propio y las cargas muertas, y sus valores se deducirán de las dimensiones reales y pesos específicos correspondientes a los elementos del puente y a los materiales con que están contruidos éstos.

Salvo justificación expresa, se tomarán como valores de los pesos específicos más usuales los siguientes:

	Kp/dm ³
Acero	7,85
Aluminio	2,70
Balasto	1,60
Bronce	8,80
Fábrica de ladrillo cerámico hueco	1,20
Fábrica de ladrillo cerámico macizo	1,80
Fundición	7,25

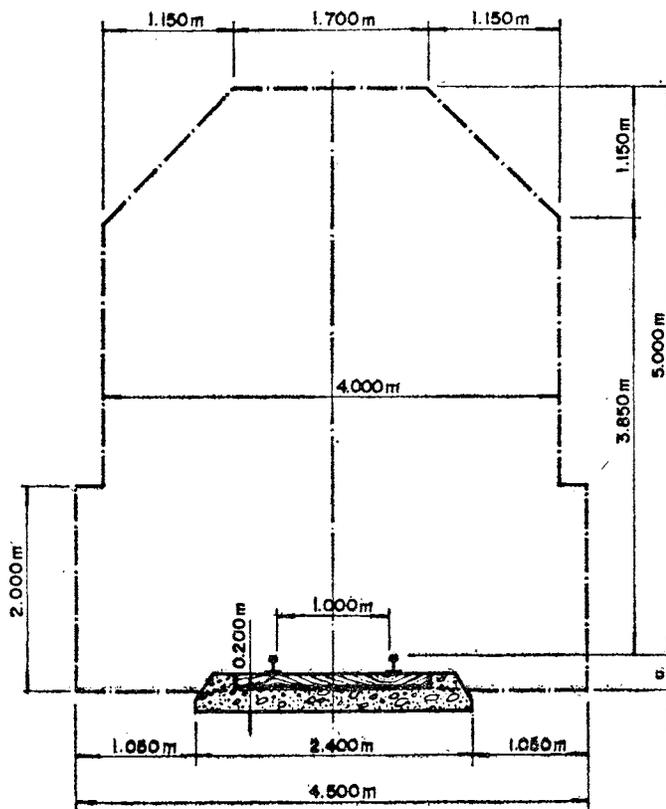
	Kp/dm ³
Hormigón armado y pretensado	2,50
Hormigón en masa	2,30
Madera húmeda	1,05
Madera seca	0,60 a 0,90
Mampostería de basalto	2,80
Mampostería de granito o caliza	2,50
Plomo	11,40
Relleno de arena	1,80
Relleno de arcilla o tierra húmeda	2,00
Relleno de arcilla o tierra seca	1,60
Relleno de grava	1,80

4.1.1. Peso propio.

El peso propio es el que corresponde a los elementos resistentes del puente, y puede deducirse según 4.1.

En ocasiones, los pesos propios que resulten de las dimensiones definitivas de la estructura pueden diferenciarse de los supuestos para el dimensionamiento previo. Si las solicitaciones finales de cálculo no sobrepasan a las obtenidas en el di-

GALIBO PARA PUNTES CON BALASTO PARA VIA METRICA



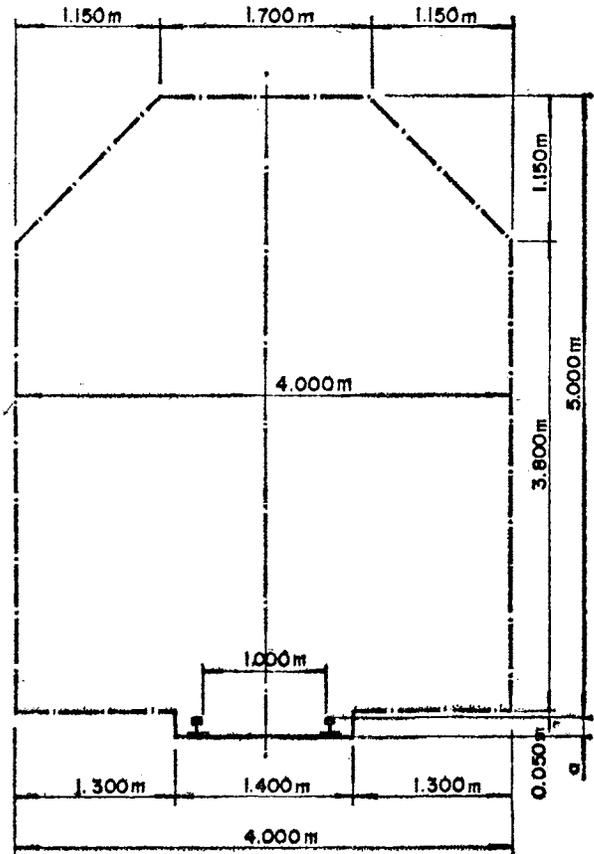
PARA VIAS MÚLTIPLES SE REPETIRA ESTE MODULO DEJANDO UNA SEPARACION ENTRE EJES DE VIAS DE 3.350 m.

a = ALTURA DE TRAVIESA Y CARRIL.

VIA METRICA ES AQUELLA CUYA SEPARACION ENTRE CARAS ACTIVAS DE CARRILES ES DE 1.000 m EN RECTA.

Fig. 3.3

GALIBO PARA PUNTES SIN BALASTO PARA VIA METRICA



PARA VIAS MÚLTIPLES SE REPETIRA ESTE MODULO DEJANDO UNA SEPARACION ENTRE EJES DE VIAS DE 2.350 m

a = ALTURA DEL CARRIL MAS PLACA DE ASIENTO Y SUJECION A LA OBRA DEL PUENTE.

Fig. 3.4

dimensionamiento previo en más de un tres por ciento (3 por 100), podrá, en general, prescindirse de un nuevo cálculo. En los casos en que el peso propio sea determinante para el elemento o estructura en cuestión, deberá repetirse el cálculo con las dimensiones definitivas.

4.1.2. Cargas muertas.

Son las debidas a los elementos no resistentes, tales como: balasto, traviesas, carriles y pequeño material de vía, encarriladoras, barandillas, rellenos de contrapeso, aparatos de iluminación, etc.

Para el cálculo de las cargas muertas podrán tomarse los valores indicados en 4.1, y, en su defecto o caso de duda, los indicados en normas y catálogos especializados u obtenidos por pesadas directas de los elementos correspondientes.

4.2. Sobrecargas.

4.2.1. Sobrecargas móviles de uso.

4.2.1.1. Tren de cargas para vía Renfe.

Para el cálculo de los puentes de ferrocarril para vía Renfe, se considerará para cada elemento el tren tipo que dé una sobrecarga más desfavorable entre los que a continuación se indican, correspondientes a circulación por una vía.

Además del tren tipo que haya de aplicarse en cada caso, se considerarán en los paseos de servicio unas sobrecargas uniformes de 400 kp/m² extendidas sobre toda la superficie de aquellos paseos, según sea más desfavorable para el elemento en estudio.

Tren tipo A.—Está constituido por tres ejes de treinta (30) toneladas, separados entre sí 1,50 metros (fig. 4.2.1.1.a).

TREN TIPO A

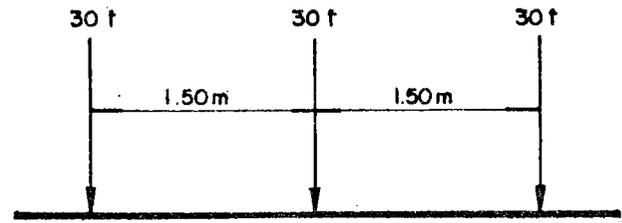


Fig. 4.2.1. 1a

TREN TIPO B

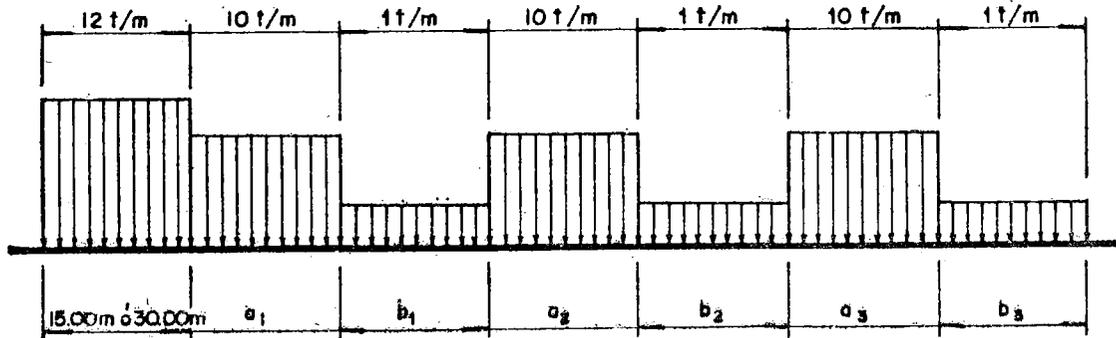


Fig. 4.2.1. 1b

TREN TIPO C

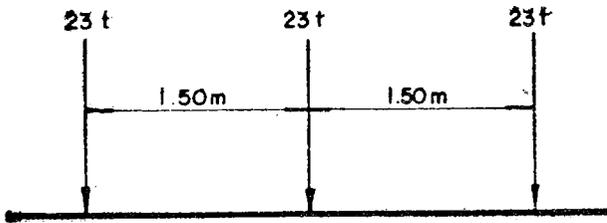


Fig. 4.2.1.2.1

Tren tipo B.—Está constituido por una sobrecarga uniforme repartida de doce (12) toneladas por metro, extendida en una longitud de quince (15) o treinta (30) metros, seguida inmediatamente de otras sobrecargas uniformemente repartidas de diez (10) y una (1) toneladas por metro (fig. 4.2.1.1.b).

El conjunto de estas dos últimas sobrecargas (de diez o una toneladas por metro) tendrá carácter indefinido en su longitud, y los valores a_i y b_i serán tales que produzcan los efectos más desfavorables.

En todo caso las sobrecargas uniformemente repartidas que se adopten no deben tener solución de continuidad.

4.2.1.2. Tren de cargas para vía métrica.

Para el cálculo de los puentes de ferrocarril para vía métrica se considerará para cada elemento el tren tipo que dé

TREN TIPO D

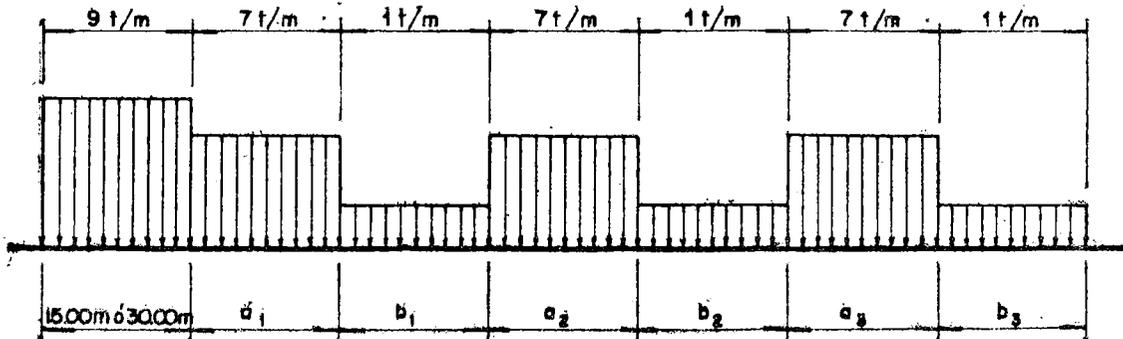


Fig. 4.2.1.2.2

una sobrecarga más desfavorable entre los que a continuación se indican, correspondientes a circulación por una vía.

Además del tren tipo que haya de aplicarse en cada caso, se considerarán en los paseos de servicio unas sobrecargas

uniformes de 400 kp/m², extendidas sobre toda la superficie de aquellos paseos, según sea más desfavorable para el elemento en estudio.

Tren tipo C.—Está constituido por tres ejes de veintitrés (23) toneladas, separados entre sí 1,50 metros (fig. 4.2.1.2.1).

Tren tipo D.—Está constituido por una sobrecarga uniformemente repartida de nueve (9) toneladas por metro, extendida en una longitud de quince (15) o treinta (30) metros, seguida inmediatamente de otras sobrecargas uniformemente repartidas de siete (7) y una (1) toneladas por metro (fig. 4.2.1.2.2).

El conjunto de estas dos últimas sobrecargas (de siete o una tonelada por metro) tendrá carácter indefinido en su longitud, y los valores a_1 y b_1 serán tales que produzcan los efectos más desfavorables.

En todo caso las sobrecargas uniformemente repartidas que se adopten no deben tener solución de continuidad.

4.2.1.3. Reparto local de cargas.

En el caso de puentes con balasto y losa de hormigón podrá suponerse que las cargas de los trenes tipo se reparten uniformemente en una superficie, conforme a las indicaciones siguientes:

- a) Como superficie de aplicación de la carga podrá tomarse la correspondiente a la de apoyo del patín del carril.
- b) La transmisión de esfuerzos podrá suponerse que se realiza con la pendiente 1 : 1 a través del espesor de la traviesa y con la pendiente 2 (vertical) : 1 (horizontal) o 1 : 1, según sea más desfavorable, a través del espesor del balasto.

Podrá suponerse otro reparto más favorable si las condiciones elásticas del tablero lo permiten y siempre que se justifique debidamente.

4.2.1.4. Impacto.

Los esfuerzos estáticos calculados aplicando las sobrecargas de los trenes tipo se aumentarán en un tanto por ciento I, definido en la forma siguiente:

1.º Para luces iguales o menores de 6 metros:

$$I = 33 \cdot 10^{-2} \cdot v$$

siendo v la velocidad de paso del tren en km/h. En todo caso, la validez de aplicación de esta fórmula se circunscribe a los casos en que

$$v \leq 200 \text{ km/h.}$$

2.º Para luces mayores de 6 metros:

a) Para el caso de tramos simplemente apoyados con flecha limitada a una milésima de la luz, el tanto por ciento de impacto puede obtenerse de la fórmula:

$$I = \frac{114 \sqrt{L}}{3,10 - 1,76 \sqrt{L} + L}$$

b) En general, para tramos apoyados continuos la fórmula aplicable será:

$$I = 65 \frac{\mu}{1 - \mu + \mu^2}$$

siendo:

$$\mu = \frac{v \cdot T}{2L}$$

v = Velocidad de paso del tren en km/h.
 T = Período fundamental de vibración del elemento cargado en segundos.
 L = Luz del elemento en estudio en metros.

En todo caso la validez de aplicación de esta fórmula se circunscribe a los casos en que $v \leq 200$ km/h.

En puentes de vía doble la fórmula anterior se aplicará con el período máximo que resulte del estudio de las vibraciones independientes de flexión o de torsión.

4.2.1.5. Reducción de sobrecargas en puentes de vías múltiples.

Cuando en un puente coexistan varias vías, se podrá aplicar la siguiente reducción de sobrecarga:

- Dos de las vías con el total de la sobrecarga.
- Una tercera vía con el 75 por 100.
- Las restantes con el 50 por 100.

Se combinarán todas las hipótesis precisas para obtener la que resulte más desfavorable a cada elemento del puente.

4.2.1.6. Frenado y arranque.

Se tendrá en cuenta los efectos de frenado actuando a la altura de las cabezas de los carriles y del sentido de la marcha sobre todos los elementos que constituyen el puente.

Se valorará dicho efecto en 1/8 del peso del tren tipo.

En los puentes que existan varias vías se aplicarán las siguientes reducciones de este efecto.

- Una de las vías con la totalidad del esfuerzo.
- Una segunda vía con el 90 por 100.
- Las restantes con el 70 por 100.

El efecto de arranque se aplicará en forma análoga al frenado, pero en este caso no se considerará el tren de carga total, sino tan sólo el bloque de carga que corresponde a la máquina (esto es, 12 t/m, en el caso de vía Renfe, y 9 t/m, en el caso de vía métrica), por lo cual su efecto es siempre menor o igual que el frenado.

En aquellos puentes donde exista más de una vía, se admite la posibilidad de que este efecto actúe en el mismo sentido.

4.2.1.7. Fuerza centrífuga.

En obras con vía de planta curva, la fuerza centrífuga (ver figura 4.2.1.7) se supondrá actuando horizontalmente en un punto situado en la perpendicular al plano de rodadura por el eje de la vía y a 1,80 metros de altura, con un valor F_0 deducido de la fórmula siguiente:

$$F_0 = Q \frac{v^2}{127r}$$

F_0 = Fuerza centrífuga en t/m.

Q = Sobrecarga de trenes tipo definidos en 4.2.1.1 ó 4.2.1.2, expresada en t/m.

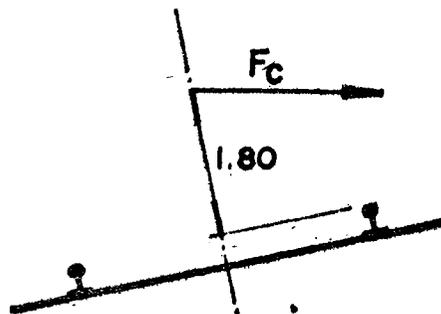


Fig. 4.2.1.7

v = Velocidad en km/h de dicha sobrecarga, fijada por la Administración para el trayecto de línea donde va ubicada la obra.

r = Radio en planta de la curva en metros.

4.2.1.8. Efecto de lazo.

Este efecto se valorará en los cálculos como una fuerza única de valor igual a 5 t que actúe en dirección transversal al eje de la vía, a la altura superior del carril y en la posición y sentido que resulte más desfavorable para el elemento en estudio.

En general, si en un puente se disponen vigas principales y la vía estuviese colocada directamente sobre dichas vigas, puede despreciarse este tipo de efecto.

Cuando en un puente exista más de una vía, sólo es necesario tener en cuenta una fuerza de 5 t.

4.2.1.9. Ripado.

Para prever la posibilidad de ripado de vía en un puente con balasto, se tendrá en cuenta en el cálculo de la estructura la eventual excentricidad de cargas respecto al eje primitivo de la vía de $\pm 0,30$ metros.

En puentes sin balasto, salvo casos excepcionales, no es preciso realizar este estudio.

4.2.1.10. Empuje sobre barandillas.

En el elemento superior de las barandillas se considerará la actuación de un esfuerzo horizontal perpendicular a dicho elemento e igual a 150 kp/m. La actuación de dicho esfuerzo será simultánea a la de la sobrecarga uniforme de 400 kp/m² definida en 4.2.1.1 y 4.2.1.2.

La altura sobre el paseo en que considere actuando dicho esfuerzo será la del elemento superior de la barandilla, salvo que dicha altura sea superior a 1,5 metros, en cuyo caso se considerará este valor de 1,5 como altura máxima de actuación.

4.2.2. Sobrecargas fijas de uso.

Deberá considerarse, en su caso, la posible actuación de otras sobrecargas, tales como las debidas a conducciones de agua, saneamiento, gas, electricidad, etc.

4.2.3. Sobrecargas climáticas.

4.2.3.1. Viento.

a) La acción del viento podrá asimilarse, en general, a una carga estática horizontal obtenida según se indica más adelante.

En aquellos casos en que la acción del viento pueda originar fenómenos vibratorios importantes (puentes colgantes, pilones esbeltos de gran altura, etc.), el proyectista justificará los métodos de cálculo y estudios especiales que permitan prever la respuesta de la estructura a estos efectos.

Las normas que se indican a continuación se refieren exclusivamente a puentes cuya altura máxima de rasante sobre el terreno no sea mayor de 100 metros o no supere los 80 metros sobre el nivel superior de cimientos. Caso de sobrepasar estos

límites, el proyectista justificará convenientemente los valores de las presiones producidas por el viento, así como los estudios especiales que sea oportuno realizar.

Por otra parte, y siempre que esté justificado por estudios, ensayos aerodinámicos o experiencias en obras de idénticas características, el proyectista podrá adoptar valores o expresiones distintos de los indicados en esta Instrucción para tener en cuenta posibles reducciones del empuje del viento por formas aerodinámicas especiales de los elementos de la construcción.

b) El empuje horizontal debido al viento se obtendrá aplicando la presión indicada en b.1 a las superficies sobre las que actúe proyectadas sobre un plano vertical normal a la dirección del mismo, teniendo en cuenta lo indicado en b.2.

La dirección del viento se escogerá de forma que se obtengan los efectos más desfavorables sobre el elemento en estudio. Como simplificación, será suficiente comprobar la resistencia y estabilidad del mencionado elemento en las hipótesis del viento según dos direcciones perpendiculares normales a los ejes principales de su sección transversal. En cualquier caso, deberá siempre considerarse la hipótesis de viento normal al eje longitudinal del puente.

b.1) Valores de la presión ejercida por el viento.

b.1.1) La presión básica horizontal f_w ejercida por el viento sobre un elemento cualquiera será:

$$f_w = 154 (2 - 0,7\lambda)$$

en la que:

f_w = Presión básica horizontal en kp/m².

λ = Coeficiente adimensional con el siguiente valor:

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

A_n = Superficie neta, o real, que el elemento presenta al viento.

A_{tot} = Superficie bruta, o total, encerrada por el contorno externo; o sea, la que el mismo elemento presentaría al viento si se obturasen todos sus huecos.

b.1.2) Para todas aquellas situaciones de la construcción que puedan considerarse como transitorias (periodos de construcción de las obras, situaciones de tramos abiertos en puentes móviles, etc.), las presiones de viento sobre elementos de la construcción podrán reducirse al 70 por 100 de los valores indicados en b.1.1, teniendo en cuenta, por otra parte, las prescripciones especificadas en 5.

b.2) Valores de los empujes producidos por el viento.

El empuje producido por el viento sobre una superficie elemental será igual a:

$$W = f_w \cdot A$$

en la que:

W = Empuje sobre la superficie elemental considerada.

f_w = Presión básica horizontal definida en b.1.

$A = A_o + \sum \psi_i A_i$.

A_o = Valor de la superficie neta, o real, total expuesta al viento según se proyecta en un plano normal a la dirección del mismo.

A_i = Valor neto de las superficies sobre las que pudiendo actuar el viento quedan ocultas (protegidas por A_o) en la proyección considerada.

ψ_i = Coeficiente adimensional cuyo valor se tomará de la siguiente tabla:

a_i/b_i	≤ 1	$1 < a_i/b_i < 5$	≥ 5
ψ_i	$1 - 1,2\lambda$	$1 - \lambda(1,5 - 0,3 a_i/b_i)$	1

λ = Valor definido en b.1.1 con $\lambda > 2/3$.

a_i = Distancia en horizontal entre los elementos considerados al definir A_i .

b_i = Anchura o dimensión más pequeña de las superficies que ocultan a A_i .

Caso de existir parapetos o barras, la superficie de los mismos deberá considerarse como parte integrante del tablero. Las barandillas se considerarán como un parapeto de 0,5 metros de altura.

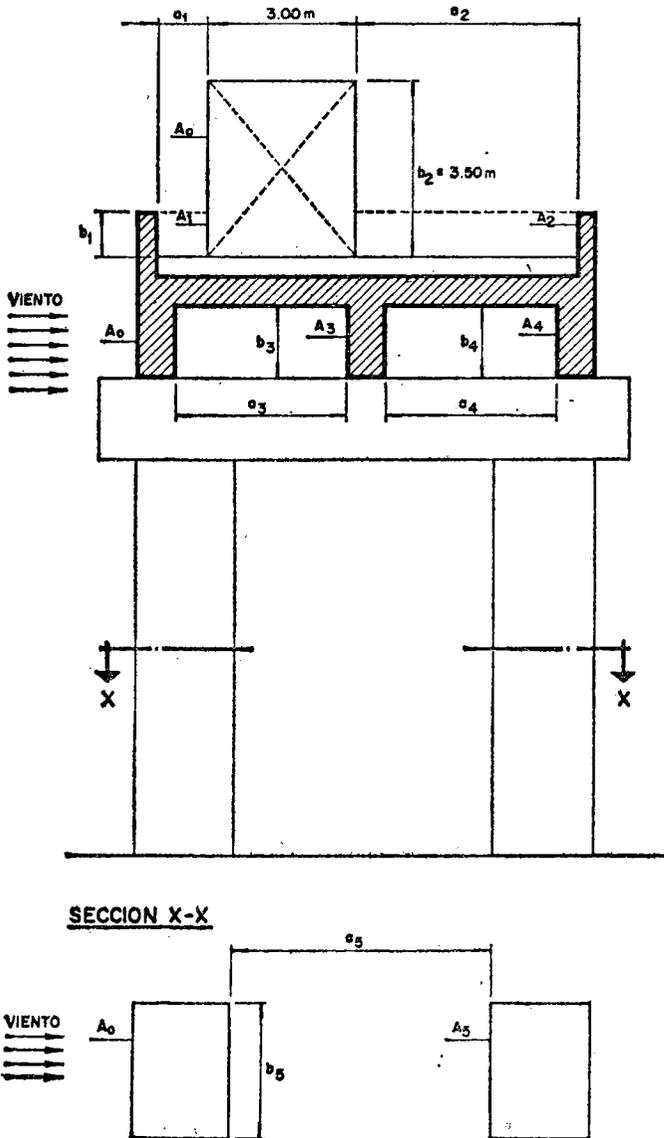


Fig. 4.2.3.1

La sección real del tren, en la hipótesis de tramo cargado, se sustituirá, a efectos de empuje de viento, por un rectángulo de 3,5 metros de altura sobre el nivel superior de carril por 3 metros de ancho.

c) Combinación de acciones debidas al viento y a los trenes tipo.

Pueden existir elementos para los que sea más desfavorable la actuación simultánea de un valor máximo de viento con una carga mínima, debida al tren tipo.

A efectos de combinación de dichas acciones, bastaría considerar, salvo estudios más detallados, para cada tipo de ancho de vía las dos hipótesis siguientes:

Caso de vía Renfe

Hipótesis I.—Se tomará el valor máximo de presión debida al viento, con una sobrecarga uniforme que no podrá ser inferior a 1,5 t/m.

Hipótesis II.—Se tomará un valor máximo de presión de viento equivalente a 130 kp/m², con una sobrecarga uniforme que no podrá ser inferior a 1 t/m.

Caso de vía métrica *

Hipótesis III.—Se tomará el valor máximo de presión debida al viento, con una sobrecarga uniforme que no podrá ser inferior a 2,5 t/m.

Hipótesis IV.—Se tomará un valor máximo de presión de viento equivalente a 80 kp/m², con una sobrecarga uniforme que no podrá ser inferior a 1 t/m.

4.2.3.2. Nieve.

Salvo en casos excepcionales, no se tendrá en cuenta el efecto de nieve.

4.2.4. Sobrecargas debidas al agua.

La acción hidrostática se valorará a partir de un peso específico del agua igual a un kilopondio por decímetro cúbico (1 kp/dm³).

En el caso de elementos sumergidos se considerará la subpresión con el mismo peso específico.

El empuje debido a corrientes de agua y arrastres se calcula con la expresión siguiente:

$$F_{ep} = \lambda_s \cdot v^2 \cdot A$$

F_{ep} = Empuje en kp.

v = Velocidad media del agua en m/seg.

λ_s = Coeficiente de forma de la superficie sobre la que actúa el empuje.

A = Área de la superficie sumergida proyectada sobre un plano perpendicular a la corriente en m².

4.2.5. Sobrecargas del terreno.

El empuje del terreno en magnitud y dirección se determinará de acuerdo con las características del relleno empleado, pero en ningún caso será inferior al equivalente del empuje hidrostático de un fluido de peso específico igual a 0,50 t/m³.

Cuando las sobrecargas actúen a una distancia medida en horizontal desde la parte superior de la estructura igual o menor a la mitad de su altura, deberá añadirse para el cálculo del empuje una sobrecarga de 3 t/m².

En su caso, deberán tenerse en cuenta los empujes locales debidos a la actuación de un eje de los trenes tipos A o C, según los casos de vía Renfe o métrica.

4.2.6. Sobrecargas accidentales. Choques.

Las acciones debidas a choques son de carácter extraordinario, por lo que deberán adoptarse los coeficientes de mayoración y minoración establecidos en las Bases de Cálculo.

4.2.6.1. Choque de vehículos de carretera contra el puente.

El choque de un vehículo que circule por carretera con un estribo o pila de puente de ferrocarril se asimilará a la actuación de una carga estática cuya resultante se encuentre situada a 1,20 metros sobre la superficie del pavimento e igual en valor a 100 t en la dirección del tráfico y a 50 t en sentido perpendicular a la dirección indicada. Esta carga podrá considerarse aplicada sobre una superficie o zona de choque no mayor de 2 metros de ancho por 2 metros de altura.

No será necesario considerar la actuación simultánea de ambos esfuerzos.

La acción del choque en los elementos no afectados directamente requerirá, en cada caso, el estudio oportuno.

Podrá no considerarse la acción de choque cuando se disponga una protección adecuada o el elemento se encuentre a una distancia del borde de la calzada superior a 10 metros.

4.2.6.2. Choque de embarcaciones contra el puente.

En cada caso concreto se realizarán los estudios precisos para determinar las acciones a que pueda dar lugar la colisión de una embarcación con los elementos de la estructura.

4.3. Acciones indirectas.

4.3.1. Pretensado.

Las acciones debidas a pretensado se valorarán, en su caso, teniendo en cuenta la forma de introducción de las mismas y la posibilidad de deformación de la estructura.

4.3.2. Reológicas.

4.3.2.1. Esfuerzos debidos a deformaciones por fluencia del hormigón.

La deformación debida a fluencia bajo carga podrá considerarse proporcional a la deformación elástica instantánea y del orden del doble al triple de esta última.

De una forma más precisa, la deformación por fluencia varía a lo largo del tiempo, y podrá calcularse según se indica en las Instrucciones correspondientes.

4.3.2.2. Esfuerzos debidos a deformaciones por retracción del hormigón.

La deformación final del hormigón en valores unitarios debida a retracción oscila entre $1,5 \times 10^{-4}$ y $4,0 \times 10^{-4}$ y depende de numerosos factores, entre los que predomina el medio ambiente; corresponde el primer valor a zonas húmedas y el último a zonas muy secas y desérticas.

De una forma más precisa, la deformación en el tiempo debida a retracción podrá calcularse según se indique en las Instrucciones correspondientes.

4.3.3. Térmicas.

Los efectos de los cambios de temperatura se deducirán a partir de los criterios que se dan en 4.3.3.1, 4.3.3.2 y 4.3.3.3, considerando para el coeficiente de dilatación lineal los siguientes valores:

Elementos de hormigón:	10^{-5}
Elementos de acero:	$1,2 \cdot 10^{-5}$

4.3.3.1. Elementos metálicos.

Para el estudio de los efectos térmicos se considerará una variación de la temperatura de ± 35 grados centígrados sobre la temperatura media anual total.

En aquellos elementos en los que alguna de sus partes pueda estar sometida a la acción directa del sol, será necesario considerar, salvo justificación especial, una diferencia de temperatura entre la parte más caliente y la más fría de 15 grados centígrados, sin modificación de la temperatura media. Estos efectos se superpondrán a los de variación de la temperatura.

Asimismo en aquellos casos en que, por estar protegidos de forma diferente, puedan existir dos elementos que se calienten o se enfríen de manera distinta, se supondrá una diferencia de temperatura entre ambos de 15 grados centígrados, sin modificación de la temperatura media.

4.3.3.2. Elementos de hormigón.

Para el estudio de los efectos térmicos se considerará una variación térmica, en más y en menos, no menor de la dada en grados centígrados por la expresión

$$\pm (20 - (0,75\sqrt{h}) \leq 0$$

h = Espesor ficticio del elemento considerado en centímetros.

El espesor ficticio (h) viene definido por:

$$h = \frac{A}{u/2}$$

A = Área de la sección de la pieza.

u = Perímetro de la misma sección.

En elementos superficiales, el espesor ficticio h coincide sensiblemente con su espesor real.

En elementos enterrados podrá incluirse en su espesor el correspondiente a la capa de tierras que lo aísla del exterior.

Si la estructura está formada por elementos de distinto espesor, se admitirá, para simplificar los cálculos, una tolerancia de ± 5 grados centígrados en los valores resultantes.

En aquellos elementos en que alguna de sus partes pueda

estar sometida a la acción directa del sol será necesario considerar una diferencia de temperatura entre la parte más caliente y la más fría de 10 grados centígrados.

Quedará a juicio del proyectista la elección del gradiente térmico correspondiente. Podrá admitirse, en general, un gradiente constante. Cuando el proyectista así lo justifique, podrá prescindirse del estudio de los efectos producidos por el gradiente térmico.

En aquellas estructuras formadas por elementos en diferentes condiciones de exposición a la acción solar será necesario considerar un calentamiento diferencial de 5 grados centígrados entre estos elementos.

4.3.3.3. Elementos mixtos.

Para el estudio de los efectos térmicos se considerarán, a partir de una temperatura en el montaje que en general se supondrá de 15 grados centígrados, las variaciones térmicas que se indican en el siguiente cuadro:

	Hormigón	Acero.
Calentamiento	$+ 20 - 0,75\sqrt{h}$	+ 35° C
Enfriamiento	$- 20 + 0,75\sqrt{h}$	- 35° C

h = Espesor ficticio en centímetros.

El gradiente térmico entre el punto más frío y el más caliente será el que el proyectista estime más ajustado a la realidad.

4.3.4. Por asientos.

Los asientos que deban considerarse en el cálculo de estructuras hiperestáticas se deducirán del estudio geotécnico correspondiente, teniendo en cuenta el tipo de cimentación y las cargas transmitidas al terreno. Se considerará además la entrada en acción de las mismas según el proceso constructivo, especialmente cuando la estructura pase por una fase isostática inicial.

Al realizar el cálculo de los esfuerzos hiperestáticos que han de ir apareciendo, se tendrá en cuenta la evolución por fluencia tanto de las deformaciones del terreno como las de la propia estructura.

4.3.5. Sísmicas.

Las acciones sísmicas se considerarán en la forma que determinan las Instrucciones correspondientes.

4.4. Acciones durante la construcción.

Se tendrán en cuenta todas aquellas acciones que puedan producirse en las distintas fases de ejecución de la obra y que den lugar a sollicitaciones superiores o de distinto signo a las previstas para la obra en servicio, así como las que pueda imponer un estado de sollicitaciones en la estructura de carácter temporal o permanente.

Estas acciones pueden ser debidas a sobrecargas temporales de personas, maquinaria o materiales, modificaciones de esquemas estructurales o de apoyos, montaje o formas de ejecución, etc.

En cada caso se analizará la importancia de tales acciones y, en consecuencia, se aplicará un coeficiente de seguridad que puede ser distinto de los utilizados para la obra en servicio.

Merecerán especial atención, además, todas aquellas posibles situaciones en que exista el riesgo de pérdida de equilibrio o puedan producir fenómenos de inestabilidad.

4.5. Otras acciones.

4.5.1. Dispositivos de apoyo.

La resistencia que oponen los dispositivos de apoyo al movimiento de las partes sustentadas se valorarán considerando las características de aquéllas.

5. BASES DE CALCULO

5.1. Generalidades.

Las diferentes comprobaciones o estados límites que hay que analizar, tanto en relación con la seguridad de la construcción y de cada uno de sus elementos frente al agotamiento o colapso de la misma (estados límites últimos) como en relación

con las condiciones que ésta deba cumplir en situación de servicio (estados límites de servicio), así como los coeficientes de ponderación que correspondan en cada caso, se ajustarán a lo que respecto a este tema se indique en las Instrucciones vigentes, de acuerdo con las hipótesis de carga indicadas en 5.3.

5.2. Acciones de cálculo.

Las acciones de cálculo se obtendrán a partir de las acciones características definidas en 4, afectadas de los coeficientes de ponderación correspondientes según los criterios indicados en 5.2.1 y 5.2.2.

Cuando corresponda, las sobrecargas variables de uso deberán multiplicarse por el coeficiente de impacto definido en 4.2.1.4.

5.2.1. Estados límites últimos.

— Cargas permanentes:

Si su efecto es desfavorable, se tomarán con el valor mayorado, aplicado simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen sobre la estructura.

Si su efecto es favorable, se tomarán con valor minorado, aplicado simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen sobre la estructura.

— Cargas que pueden actuar o dejar de hacerlo:

Si su efecto es desfavorable, se tomarán con valor mayorado.

Si su efecto es favorable, se tomarán con valor nulo. Los valores de los coeficientes de mayoración y de minoración a que se hace referencia en los párrafos anteriores se ajustarán a los indicados en las normas correspondientes, según sea el material constitutivo de la estructura.

5.2.2. Estados límites de servicio.

Para cualquier tipo de acción se tomará el valor característico.

5.3. Hipótesis de carga.

Se considerarán las tres hipótesis de carga formadas por las combinaciones de acciones que a continuación se indican, y se elegirá la que en cada caso resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

Hipótesis I:

— Acciones permanentes.

— Sobrecargas y acciones indirectas, excepto viento y acciones sísmicas.

Hipótesis II:

— Acciones permanentes.

— Sobrecargas y acciones indirectas, excepto acciones sísmicas. En esta hipótesis, para el establecimiento de los valores ponderados, se considerará el valor del coeficiente de mayoración correspondiente reducido en un 10 por 100.

Hipótesis III:

— Acciones con los valores característicos que fije la Norma Sismorresistente.

Los coeficientes de ponderación aplicables a esta hipótesis se ajustarán a lo establecido en la citada Norma Sismorresistente.

5.4. Fases de ejecución.

Será necesario comprobar la situación de la estructura en fases de ejecución, pudiendo en este caso rebajarse los coeficientes de ponderación de acciones, siempre que aquéllas sean superiores a 1,25, en la proporción que el proyectista estime oportuno, sin bajar de dicho valor. Sin embargo, la comprobación de la estabilidad estática en fases de ejecución se realizará siempre con el coeficiente de ponderación sin reducir.

5.5. Acciones excepcionales.

Las acciones excepcionales, tales como huracanes, choques de vehículos, explosiones, etc., u otras de carácter normal, pero cuyos valores, difícilmente previsible, superan fuertemente a los normalizados, no se tendrán en cuenta en los cálculos generalmente. Si, por excepción, se estima necesario considerar alguna de ellas, podrá prescindirse en tales casos, para el estudio de los estados límites últimos, del coeficiente de mayo-

ración de acciones y adoptar, para las de minoración de resistencias, valores próximos a la unidad. Para los estados límites de servicio bastará comprobar que, una vez retirada la acción excepcional considerada, los posibles efectos remanentes derivados de su actuación no representan impedimento alguno para que el comportamiento posterior de la estructura sea el previsto para la misma antes de haber sufrido la actuación de aquella carga extraordinaria, muy en particular en todo aquello relativo a las condiciones funcionales y de durabilidad.

6. PRUEBAS DE CARGA

Se distinguirán dos clases de pruebas de carga en puentes:

- a) De recepción de obra nueva,
- b) De control de la obra en servicio.

Todo puente deberá ser sometido a las pruebas de recepción antes de su puesta en servicio.

Estas pruebas serán estáticas y dinámicas en todos los casos. En el Proyecto se incluirá un Anejo a la Memoria en el que se describirán y justificarán las distintas fases de la prueba de carga, elementos que se deberán comprobar y esfuerzos que éstos han de soportar, que en ningún caso superarán a los deducidos en los cálculos, por aplicación del tren de cargas de la presente Instrucción. Se especificará además el tipo de convoy ferroviario previsto para las pruebas y su velocidad en la prueba dinámica.

Para las pruebas de control de la obra en servicio se observarán las siguientes prescripciones:

1) En todos los puentes, cualquiera que sea, la luz y el material de que estén realizados, se harán inspecciones visuales de periodicidad anual. En ellas se observará el estado de los aparatos o elementos de apoyo, la conservación de los materiales integrantes del puente y, en general, la situación externa de la estructura. Como resultado de tales inspecciones se formularán partes justificativas con descripción de los menores citados.

2) En los puentes metálicos de luz mayor de 12 metros se realizarán además, cada quince años, pruebas estáticas y dinámicas análogas a las de recepción de obra nueva anteriormente descritas. Si en algún puente metálico de menor luz de la citada, los resultados del parte derivado de la inspección visual fueran de tal índole que hicieran temer por la seguridad de la estructura, se realizarán asimismo en dicho puente las citadas pruebas.

3) En los puentes de fábrica, con independencia de su luz, no serán precisas pruebas de carga de control de obras en servicio de carácter periódico. Tan sólo cuando los resultados del parte derivado de la inspección visual hicieran temer por la seguridad de la estructura, se realizarán las pruebas estáticas y dinámicas análogas a las de recepción de obra nueva.

Comentarios

i. AMBITO DE APLICACION

Dentro del concepto de obras asimilables están incluidas las de viaductos, pequeñas obras de fábrica y de acompañamiento. Como orientación para los ferrocarriles de vía de ancho internacional (1.435 mm), se indica que existen Recomendaciones de la Union International de Chemins de Fer (UIC) al respecto, que pueden emplearse, en cuanto se refieren a las sobrecargas móviles de uso, mientras no existan disposiciones españolas para este ancho de vía.

2. UNIDADES

3. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS

Las dimensiones específicas en el articulado tienen un carácter de mínimas.

4. ACCIONES

4.1. Acciones permanentes.

Para la clasificación de las acciones se siguen los criterios establecidos en la Instrucción de Hormigón H-73.

Se incluye una lista de pesos específicos de los materiales comúnmente empleados en obras de fábrica y metálicas.

Los valores correspondientes al hormigón, tanto en masa como armado y pretensado, son valores medios. Por esta razón se indica que deben aceptarse con carácter general, y justificarse en aquellas estructuras en que sus características de capacidad y resistencia, e incluso cuantía de armaduras dan lugar a pesos específicos distintos.

4.1.1. Peso propio.

4.1.2. Cargas muertas.

Se supone que las cargas muertas enumeradas, por definición, no son resistentes en el sentido estructural.

Para el peso de la vía Renfe pueden tomarse con suficiente aproximación los valores de 450 kp/m, cuando la traviesa sea de hormigón, y de 270 kp/m, cuando sea de madera.

Para el peso de la vía métrica dichos valores pueden ser, respectivamente, de 430 kp/m y de 190 kp/m.

4.2. Sobrecargas.

4.2.1. Sobrecargas móviles de uso.

4.2.1.1. Tren de cargas para vía Renfe.

Las cargas reales que actuarán sobre la plataforma se sustituyen por un sistema de sobrecargas ficticias de expresión sencilla.

Como casos posibles a considerar, a modo de ejemplo, cabe citar el descrito en la figura 4.2.1.1 (comentarios).

En aquellos puentes que tengan más de una vía deberán preverse las combinaciones de los casos anteriores que resulten más desfavorables.

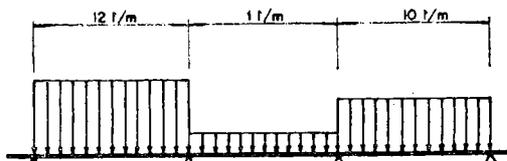


Fig. 4.2.1.1 (comentarios)

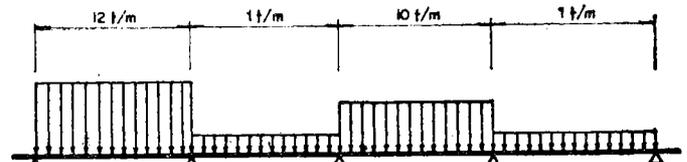


Fig. 4.2.1.2. (comentarios)

Aunque, como se ha dicho, es de aplicación general, si procede (o sea, si su aplicación conduce a resultados más desfavorables), el tren tipo A será de aplicación determinante en algunos casos, como, por ejemplo, en el caso de tramos de pequeña luz, en el caso de reparto transversal, y en el dimensionamiento de largueros y viguetas de puentes metálicos.

En el tren D la sobrecarga de 9 t/m responde a la existencia de la locomotora; la de 7 t/m, a la de los vagones cargados, y la de 1 t/m, a la de los vagones descargados.

4.2.1.2. Tren de cargas de vía métrica.

Las cargas reales que actuarán sobre la plataforma se sustituyen por un sistema de sobrecargas ficticias de expresión sencilla.

Como casos posibles a considerar, a modo, por ejemplo, cabe citar el descrito en la figura 4.2.1.2 (comentarios).

En el tren D la sobrecarga de 9 t/m responde a la existencia de la locomotora; la de 7 t/m, a la de los vagones cargados, y la de 1 t/m, a la de los vagones descargados.

En aquellos puentes que tengan más de una vía deberán preverse las combinaciones de los casos anteriores que resulten más desfavorables.

4.2.1.3. Reparto local de cargas.

En el problema de reparto local de cargas influyen numerosos factores, entre los que pueden destacarse, la propia tipología de la estructura, situación relativa de las cargas, sustentación del tablero y superestructura de la vía. Por esta razón en el articulado se recoge una simplificación que, dada la situación de los estudios en curso, resulta suficientemente sancionada por la experiencia.

No obstante, en los casos de tablero de hormigón de sección en T pueden aplicarse los criterios siguientes:

Las acciones reales se sustituirán por dos cargas rectangulares equivalentes en la forma que indican las figuras 4.2.1.3.a (comentarios) y 4.2.1.3.b (comentarios), correspondientes a los casos de posición centrada y excéntrica de la vía, respectivamente.

En el caso que el eje de la vía coincida con el eje del tablero, las dos cargas rectangulares citadas tendrán el mismo ancho de valor igual a:

$$b = 2(L_t/2 - X_s) + 2h_1 \cotg. 75^\circ$$

[Véanse las figuras 4.2.1.3.a (comentarios) y 4.2.1.3.b (comentarios).]

En el caso contrario, las dos cargas rectangulares tendrán los siguientes anchos:

$$b_1 = 2(L_t/2 - X_{s1}) + 2h_1 \cotg. 75^\circ$$

$$b_2 = 2(L_t/2 - X_{s2}) + 2h_1 \cotg. 75^\circ$$

Fórmulas en las que se tiene:

b = Anchura, en centímetros, de cualquiera de las dos cargas equivalentes en el caso de vía centrada.

b_1 y b_2 = Anchura, en centímetros, de las dos cargas equivalentes en el caso de vía excéntrica.

L_t = Longitud, en centímetros, de la traviesa.

X_s = Distancia, en centímetros, del centro de gravedad de la carga rectangular al eje de la vía (según la figura 4.2.1.3.a (comentarios) en el caso de vía centrada).

X_{s1} y X_{s2} = Distancia, en centímetros, del centro de gravedad de las cargas rectangulares al eje de la vía (según la figura 4.2.1.3.b (comentarios) en el caso de vía excéntrica).

h_1 = Altura, en centímetros, entre la cara inferior de la traviesa y la superior de la losa.

a = Excentricidad, en centímetros, de la traviesa.

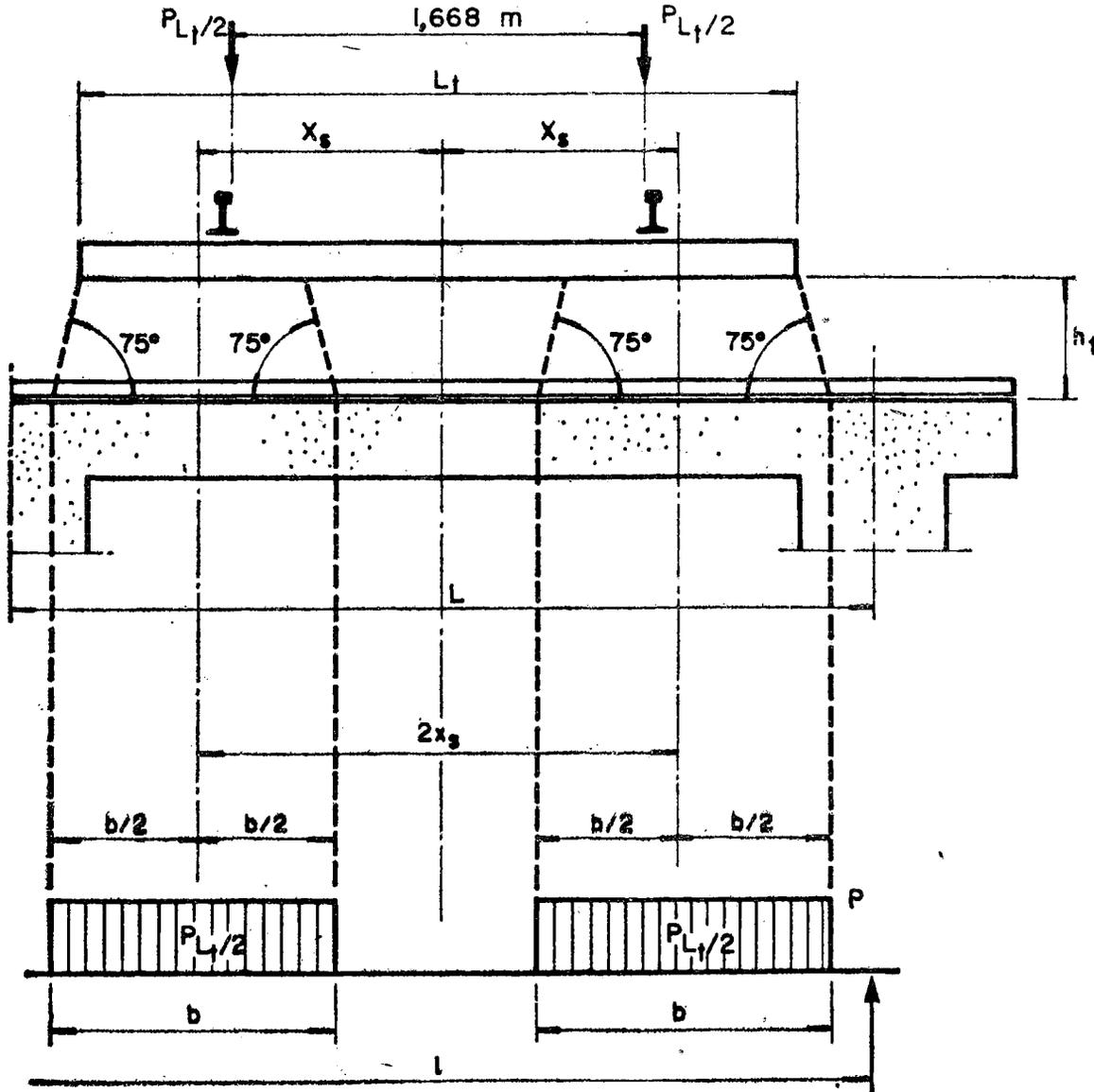


Fig. 4.2.1.3a (comentarios)

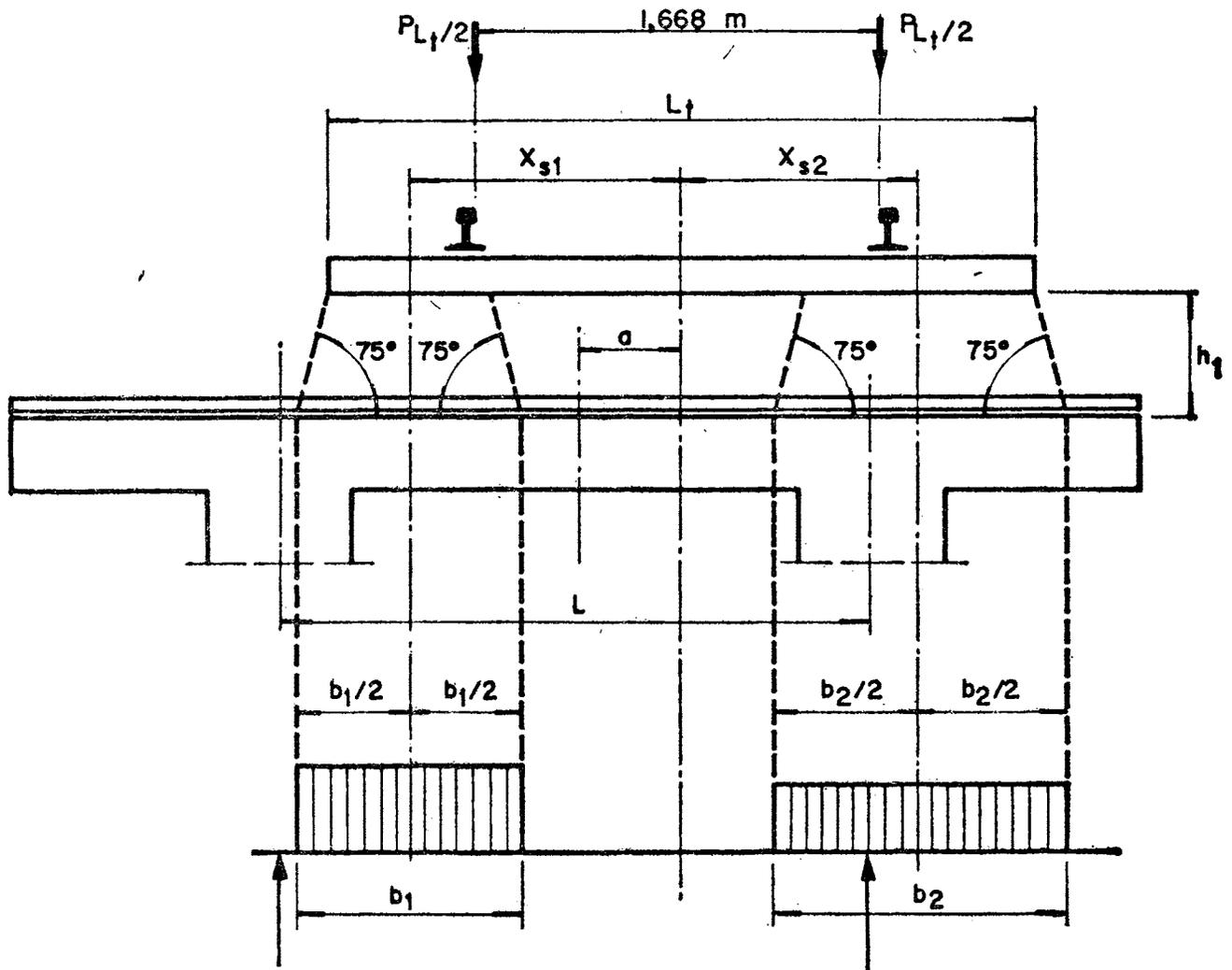


Fig. 4.2.1.3b (comentarios)

Para estimar la distancia del centro de gravedad de la carga rectangular al eje de la vía, en el caso de vía centrada (esto es, X_s), se adoptarán los siguientes valores en función de la distancia L entre ejes de nervios de apoyo (supuesto espesor de balasto bajo traviesa, de 30 cm).

Para $L = 170$ cm	$X_s = 85$ cm
Para $L = 200$ cm	$X_s = 90$ cm
Para $L = 250$ cm	$X_s = 93$ cm
Para $L = 300$ cm	$X_s = 95$ cm

Para distancias L intermedias, puede interpolarse linealmente entre los valores expresados.

En el caso de vía excéntrica, las distancias X_{s1} y X_{s2} se estimarán en la forma siguiente:

D Para el cálculo de la zona comprendida entre los nervios:

$$X_{s1} = X_s - \frac{a}{50} (X_s - X'_s) \text{ para } 170 \text{ cm} \leq L \leq 250 \text{ cm}$$

$$X_{s1} = X_s \text{ para } 250 \text{ cm} \leq L \leq 300 \text{ cm}$$

$$X_{s2} = X_s - \frac{a}{50} (X_s - X''_s) \text{ para } 170 \text{ cm} \leq L \leq 300 \text{ cm}$$

Los valores X'_s y X''_s se tomarán de entre los siguientes:

Para $L = 170$ cm	$X'_s = 80$ cm	$X''_s = 70$ cm
-------------------	----------------	-----------------

Para $L = 200$ cm	$X'_s = 85$ cm	$X''_s = 75$ cm
-------------------	----------------	-----------------

Para $L = 250$ cm	$X'_s = 85$ cm	$X''_s = 80$ cm
-------------------	----------------	-----------------

Para $L = 300$ cm	$X'_s = 85$ cm	$X''_s = 85$ cm
-------------------	----------------	-----------------

ID Para el cálculo de la zona de la losa fuera de los nervios (en voladizo):

$$X_{s2} = X_s \text{ para } 170 \text{ cm} \leq L \leq 300 \text{ cm}$$

4.2.1.4. Impacto.

En la fórmula que se propone para luces superiores a 8 metros intervienen los tres parámetros fundamentales de que depende el coeficiente de impacto:

- v = Velocidad de paso del tren.
- L = Luz del elemento en estudio.
- T = Período fundamental de vibración del elemento cargado.

Se ha preferido mantener todos los términos de la fórmula, que de este modo permite analizar la situación real.

Su fijación se ha conseguido mediante un estudio estadístico, tanto de los resultados de los ensayos como los parámetros significativos para los mismos. De todos modos, más que representar el fenómeno físico supone una cota inalcanzada en ensayos reales con puentes en buenas condiciones de funcionamiento.

COEFICIENTE DE IMPACTO EN PUENTES DE UN VANO SIMPLEMENTE APOYADO (flecha máxima L/1000) PARA FERROCARRILES.

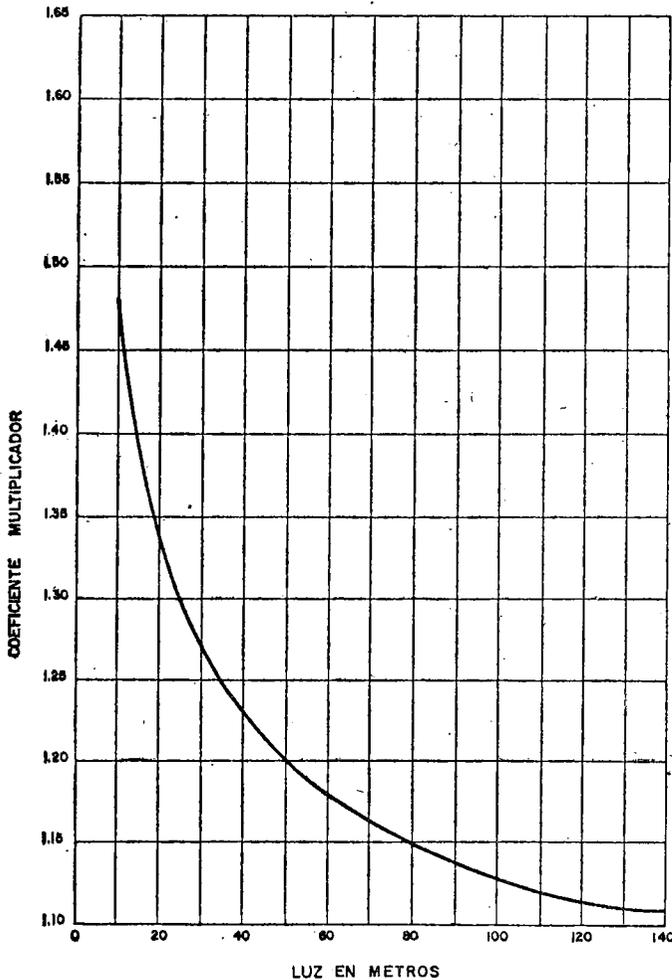


Fig. 4.2.1.4 (comentarios)

Tradicionalmente se ha utilizado la luz como única variable independiente. Queda clara, sin embargo, la necesidad de introducir la frecuencia, característica del sistema estructural empleado, para no coartar la libertad del proyectista con soluciones estereotipadas.

Respecto a la velocidad, siempre se puede quedar del lado de la seguridad empleando un valor máximo. Sin embargo, dada la especialización de líneas a que se tiende, creemos interesante mantener dicha variable en la fórmula con un valor máximo de 200 km/h.

A efectos de simplificación operativa, en las vigas simplemente apoyadas se puede utilizar el gráfico de la figura 4.2.1.4 (comentarios), preparado para $v = 200$ km/h y período correspondiente a una flecha en el centro de una milésima de la luz. Se trata de sustituir el empleo de la fórmula incluida en el texto 4.2.1.4, apartado 2.º, a), por su representación gráfica.

4.2.1.5. Reducción de sobrecarga en puentes de vías múltiples.

Responde este artículo a la posibilidad de disminuir la sobrecarga teórica teniendo en cuenta la pequeña probabilidad de coincidencia de varios tipos de sobrecarga.

El proyectista deberá estudiar las distintas combinaciones de estas cargas en todas las situaciones posibles.

- 4.2.1.6. Frenado y arranque.
- 4.2.1.7. Fuerza centrífuga.
- 4.2.1.8. Efecto de lazo.
- 4.2.1.9. Ripado.
- 4.2.1.10. Empuje sobre barandillas.

El esfuerzo sobre barandillas se debe principalmente al empuje que podría producirse por la aglomeración de personas,

y de ahí su simultaneidad con la sobrecarga uniforme sobre paseos.

En el caso de paseos de poca anchura, tales como los de servicio, dicho esfuerzo podría lógicamente disminuirse; pero por sencillez y escasa repercusión en la estructura se ha preferido mantener invariable este esfuerzo en relación con el ancho del paseo.

4.2.2. Sobrecargas fijas de uso.

En ocasiones es obligado prever otras sobrecargas de uso tales como las indicadas.

La magnitud y posición de estas acciones es muy variable, por lo que en realidad sólo se recuerda la posibilidad de actuación de las mismas, que, en general, tendrán carácter de sobrecargas.

4.2.3. Sobrecargas climáticas.

4.2.3.1. Viento.

a) En caso de que el puente esté situado próximo al mar, se supondrá para estimar la acción del viento que el nivel del terreno es el que corresponde a la bajamar viva equinoccial.

Para puentes situados en alta montaña o en lugares de altura considerable sobre el nivel del mar, el proyectista deberá estudiar y justificar la acción del viento en dicho lugar sin aplicar los criterios expuestos.

En general, los coeficientes y valores dados corresponden sensiblemente a presiones ejercidas sobre elementos rectangulares de superficies planas perpendiculares a la dirección del empuje del viento.

Por esta razón se autoriza al proyectista a emplear otros valores cuando la forma de la superficie difiera sensiblemente de las citadas.

b) Se define una presión básica horizontal, general para todos los elementos de la estructura (tablero, pilas, etc.), cuyo valor mínimo es de 200 kp/m².

Para el cálculo del empuje se tienen en cuenta las superficies expuestas al viento y las que quedan ocultas, éstas afectadas de un coeficiente que depende de la relación de distancias entre las superficies y su dimensión transversal; así como el valor del coeficiente λ definido al valorar la presión del viento sobre el elemento o parte de la estructura en estudio.

c) Cuando se considera la actuación simultánea de los trenes tipo y del viento se hace preciso limitar los empujes y las cargas para tener en cuenta el posible vuelco del tren.

Con objeto de simplificar los cálculos a la vista de todas las posibles combinaciones de valores de empujes de viento y cargas del tren tipo, se estima suficiente, salvo casos especiales en los que puede realizarse un estudio más detallado, tener en cuenta sólo las dos hipótesis del articulado. La primera, con el valor máximo de empuje de viento y una sobrecarga uniforme debida al tren, que no puede ser inferior al valor indicado, y la segunda, con la sobrecarga uniforme mínima del tren y el máximo viento compatible con la citada sobrecarga.

4.2.3.2. Nieve.

4.2.4. Sobrecargas debidas al agua.

Se consideran las tres causas más frecuentes de acciones debidas al agua:

a) Presión hidrostática de agua en reposo, como puede ser el caso de una pila hueca sumergida cuyas paredes estén sometidas a dicha presión.

b) Subpresión, acción a tener en cuenta en los elementos o partes de la obra que puedan estar sumergidos.

Este fenómeno puede ser importante en la comprobación de la estabilidad del total o parte de la obra.

c) Empuje debido a corriente de agua y arrastres, o acción combinada de la presión hidrodinámica y de otros materiales sueltos que pueden actuar sobre partes de la obra; por ejemplo, sobre las pilas.

En los casos enumerados a continuación, los valores de λ_s a adoptar en la fórmula del empuje son los siguientes:

Superficie en ángulo $< 30^\circ$	$\lambda_s = 27$
Superficie circular	$\lambda_s = 35$
Superficie con esquinas en ángulo recto	$\lambda_s = 73$

4.2.5. Sobrecargas del terreno.

Los empujes del terreno deberán reducirse mediante el drenaje adecuado y completo de los materiales de relleno que soporte la estructura de contención. Este drenaje podrá realizarse por medio de drenes de piedra partida, grava, tuberías del hormigón poroso u otros materiales de eficacia comprobada.

4.2.6. Sobrecargas accidentales. Choques.

La posibilidad de choque contra un elemento de la estructura y los graves daños que pueden ocasionarse obligan a la consideración de estas acciones. En todo caso son acciones de carácter accidental, por lo que debe tenerse en cuenta una disminución sensible del coeficiente de seguridad, según se indica en 5.5.

4.2.6.1. Choque de vehículos de carretera contra el puente.

Se refiere al posible choque de vehículos contra elementos estructurales, principalmente pilas, como es el caso de un cruce de puente de ferrocarril sobre carretera.

Los esfuerzos indicados equivalen en cierta forma a las acciones dinámicas reales del choque directo de un vehículo relativamente pesado directamente contra el elemento considerado, y es, por tanto, válido sólo para dicho elemento. Su repercusión en otras zonas de la estructura, tales como el cimiento de una pila, requiere una consideración particular en cada caso que depende del cimiento y del tipo de terreno en que se encuentre.

Tanto como la resistencia del conjunto interesa una disposición adecuada de los elementos estructurales para resistir la acción local de dichos esfuerzos.

El número de accidentes disminuye notablemente a medida que es mayor la separación de un obstáculo a la calzada por donde discurre el tráfico. A una distancia de 10 metros la probabilidad de accidente es casi nula.

Puede considerarse como protección adecuada la que ofrecen las barreras flexibles, situadas a distancia superior a un metro del elemento estructural; las barreras de tipo rígido de hormigón, o la existencia de grandes cunetas, entre otras.

4.2.6.2. Choque de embarcaciones contra el puente.

El caso de posible choque de embarcaciones resulta de una gran variedad y no es posible indicar valores generales de las acciones que puedan producirse.

En la mayoría de los casos habrá que considerar la necesidad de disponer defensas que impidan o reduzcan el efecto de la posible colisión.

La importancia económica de la estructura y la intensidad y magnitud de la navegación, así como las condiciones meteorológicas del emplazamiento, serán factores a tener en cuenta en las medidas a adoptar.

4.3. Acciones indirectas.

4.3.1. Pretensado.

Se recuerdan aquí las acciones debidas al pretensado, denominación general que incluye los distintos tipos de pretensado ordinario por alambre y cables, aplicación de gatos o

cargas provisionales, modificaciones de apoyos, empleo de cementos expansivos, etc., cuya característica general es la introducción de deformaciones en la estructura.

4.3.2. Reológicas.

4.3.2.1. Esfuerzos debidos a deformaciones por fluencia del hormigón.

Los esfuerzos debidos a deformaciones por fluencia bajo carga pueden ser particularmente importantes en las estructuras de hormigón pretensado, dependiendo su valor de numerosos factores y variando con el tiempo.

4.3.2.2. Esfuerzos debidos a deformaciones por retracción del hormigón.

Los esfuerzos debidos a deformaciones por retracción del hormigón pueden ser particularmente importantes en aquellas partes de la estructura cuyo libre movimiento esté impedido o coartado de alguna manera.

4.3.3. Térmicas.

El coeficiente 10^{-5} es aplicable a elementos estructurales de hormigón armado o pretensado en conjunto, sin que sea necesario tomar $1,2 \cdot 10^{-5}$ para las armaduras.

4.3.3.1. Elementos metálicos.

La variación de temperatura debida a la acción directa del sol puede suponerse lineal, debido a la gran conductibilidad térmica del acero. El efecto sobre una pieza recta isostática, por ejemplo, es el de darle una curvatura constante, sin variación de la longitud de la fibra media.

Se da el caso de elementos protegidos de forma diferente; por ejemplo, en un arco atirantado en el que el tirante esté por debajo de una losa.

4.3.3.2. Elementos de hormigón.

La consideración de diferentes temperaturas en elementos de una misma estructura con diferente exposición a la acción solar se refiere, por ejemplo, al caso de un arco atirantado cuyo tirante de hormigón, al igual que el arco, esté protegido del soleamiento. En este caso hay que estudiar los efectos de un incremento uniforme de temperatura media del arco de 5 grados centígrados respecto a la del tirante.

Si, por otra parte, ambos elementos son de espesores muy diferentes, la temperatura media de ambos diferirá según lo indicado.

4.3.3.3. Elementos mixtos.

El valor del espesor ficticio se ha definido en 4.3.3.2.

Si no se hace un estudio detallado del gradiente térmico real, podrá suponerse para el mismo el indicado en la figura 4.3.3.3 (comentarios), que es el que produce efectos más desfavorables.

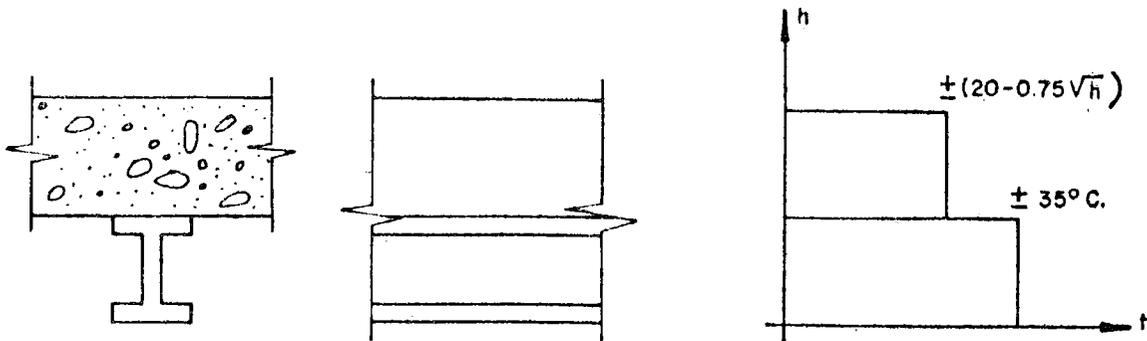


Fig. 4.3.3.3 (comentarios)

4.3.4. Por asientos.

Se considera especialmente el caso de estructuras hiperestáticas por ser el de mayor interés desde el punto de vista resistente.

En general, el cálculo de los posibles movimientos del terreno deberá hacerse considerando las características propias del mismo y el modo en que se transmiten las acciones. Dichos movimientos no suelen introducir acciones importantes o alterar el valor de las existentes en las estructuras isostáticas, aunque pueden llegar a ocasionar, por ejemplo, desnivelacio-

nes o faltas de continuidad que, en el aspecto resistente, no es necesario considerar.

4.3.5. Sísmicas.

4.4. Acciones durante la construcción.

4.5. Otras acciones.

4.5.1. Dispositivos de apoyo.

Se recuerda la necesidad del conocimiento de las características de los dispositivos de apoyo para la correcta valoración

ción de los esfuerzos a que puede dar lugar el empleo de tales dispositivos. En el caso, por ejemplo, de dispositivos de apoyo móviles, los esfuerzos debidos a rozamiento podrán obtenerse a partir de la resultante de las cargas permanentes, multiplicándolas por un coeficiente cuyos valores pueden aproximarse a los siguientes:

Apoyos de rodillos	0,03
Apoyos de teflón	0,03
Apoyos deslizantes de acero-acero engrasados ...	0,20

Se supone siempre, al aceptar los valores de dichos coeficientes o los que, con las debidas garantías, suministran los fabricantes, una correcta ejecución y protección de los dispositivos de apoyo.

5. BASES DE CÁLCULO

El criterio de combinación de acciones se hará en la idea de posibilidad de actuación simultánea de las diferentes cargas actuantes. Se recuerda que para la hipótesis II el cálculo se desarrollará teniendo en cuenta los efectos de la fuerza centrífuga y frenado correspondientes al tren de cargas.

Las comprobaciones a realizar cuando se estudien los efectos de acciones excepcionales en relación con los estados límites de servicio serán diferentes según sea el material constitutivo de la estructura. Por ejemplo, si el material es hormigón, será necesario comprobar, a efectos del estado límite de fisuración controlada, que al desaparecer la acción excepcional considerada la fisuración remanente producida no entraña dificultades de tipo funcional o peligro para la durabilidad de la construcción. En el caso de estructuras metálicas, habrá que considerar principalmente los efectos originados por las posibles deformaciones remanentes en el comportamiento futuro de la estructura.

6. PRUEBAS DE CARGA

El objeto de las pruebas de carga es controlar la adecuada concepción y la buena ejecución de las obras mediante el examen de su comportamiento bajo las cargas de explotación.

Al redactar el proyecto se tiene conocimiento exacto de las partes de la obra solicitada de manera más desfavorable. Debe ser entonces cuando el proyectista fijará la composición aproximada del tren de cargas para las pruebas, su posición en las diferentes fases de la misma, las medidas a efectuar y los resultados esperados.

INDICE

1. AMBITO DE APLICACION.

2. UNIDADES.

3. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS.

4. ACCIONES.

4.1. Acciones permanentes.

4.1.1. Peso propio.

4.1.2. Cargas muertas.

4.2. Sobrecargas.

4.2.1. Sobrecargas móviles de uso.

4.2.1.1. Tren de cargas para vía Renfe.

4.2.1.2. Tren de cargas para vía métrica.

4.2.1.3. Reparto local de cargas.

4.2.1.4. Impacto.

4.2.1.5. Reducción de sobrecargas en puentes de vía múltiples.

4.2.1.6. Frenado y arranque.

4.2.1.7. Fuerza centrífuga.

4.2.1.8. Efecto de lazo.

4.2.1.9. Ripado.

4.2.1.10. Empuje sobre barandillas.

4.2.2. Sobrecargas fijas de uso.

4.2.3. Sobrecargas climáticas.

4.2.3.1. Viento.

4.2.3.2. Nieve.

4.2.4. Sobrecargas debidas al agua.

4.2.5. Sobrecargas del terreno.

4.2.6. Sobrecargas accidentales. Choques.

4.2.6.1. Choque de vehículos de carretera contra el puente.

4.2.6.2. Choque de embarcaciones contra el puente.

4.3. Acciones indirectas.

4.3.1. Pretensado.

4.3.2. Reológicas.

4.3.2.1. Esfuerzos debidos a deformaciones por fluencia del hormigón.

4.3.2.2. Esfuerzos debidos a deformaciones por retracción del hormigón.

4.3.3. Térmicas.

4.3.3.1. Elementos metálicos.

4.3.3.2. Elementos de hormigón.

4.3.3.3. Elementos mixtos.

4.3.4. Por asientos.

4.3.5. Sísmicas.

4.4. Acciones durante la construcción.

4.5. Otras secciones.

4.5.1. Dispositivos de apoyo.

5. BASES DE CÁLCULO.

5.1. Generalidades.

5.2. Acciones de cálculo.

5.2.1. Estados límites últimos.

5.2.2. Estados límites de servicio.

5.3. Hipótesis de carga.

5.4. Fases de ejecución.

5.5. Acciones excepcionales.

6. PRUEBAS DE CARGA.

MINISTERIO DE EDUCACION Y CIENCIA

17555

RESOLUCION de la Dirección General de Formación Profesional por la que se crea el Servicio de Transporte Escolar de Formación Profesional de primer grado.

Ilustrísimo señor:

La implantación generalizada de la Formación Profesional de primer grado, con los caracteres de obligatoria y gratuita, en su caso, para aquellos alumnos que habiendo completado los estudios de Educación General Básica no prosigan los de Bachillerato, exige de la Administración Educativa la adopción de las medidas encaminadas a lograr la plena escolarización en este grado, arbitrando para ello los medios instrumentales que fueran necesarios. A tal fin, y siguiendo para ello la pauta establecida ya desde hace años en el campo de la Educación General Básica, se ha decidido el establecimiento del servicio de transporte escolar en Formación Profesional de Primer Grado, como medio de escolarización que facilite el acceso a los Centros adecuados de aquellos alumnos que por la condición de su lugar de residencia no podrían lograrlo sin la utilización de este servicio. Para cumplir este objetivo el XV Plan de Inversiones del Fondo Nacional para el Fomento del Principio de Oportunidades dota a este servicio, en un concepto específico, de los recursos adecuados y es necesario fijar las normas por las que haya de regirse este nuevo servicio.

De acuerdo con lo expuesto, esta Dirección General ha resuelto:

Primero.—Se crea el servicio de transporte escolar, de Formación Profesional de Primer Grado, con la finalidad de atender, mediante el mismo, la escolarización de los alumnos de este grado que necesiten, por razón de la organización escolar, su utilización para su asistencia al Centro adecuado.

Segundo.—Será de utilización el servicio de transporte escolar para la asistencia de los alumnos que lo requieran a los Centros de Formación Profesional, Secciones Provinciales de Formación Profesional o Centros de Educación General Básica en que se imparten enseñanzas específicas de este grado