

	PAGINA		PAGINA
provisión en propiedad de trece plazas de Practicantes ó A. T. S. de esta Corporación.	15261	Resolución del Ayuntamiento de Orense por la que se hace pública la lista provisional de admitidos al concurso-oposición para la provisión de dos plazas de Albañiles.	15263
Resolución de la Diputación Provincial de Tarragona por la que se hace pública la composición del Tribunal de la oposición convocada para cubrir en propiedad cuatro plazas de Bibliotecarias.	15261	Resolución del Ayuntamiento de Punta Umbria referente a la oposición para cubrir en propiedad una plaza de Ingeniero Técnico Topógrafo.	15263
Resolución de la Diputación Provincial de Toledo referente a la oposición para cubrir en propiedad una plaza de Asistente Social.	15261	Resolución del Ayuntamiento de Sabero referente a la provisión por oposición libre de una plaza en propiedad de Auxiliar de Administración General-Depositorio de Fondos.	15263
Resolución del Ayuntamiento de Alcalá de Chivert por la que se hace pública la lista provisional de admitidos a la oposición para proveer en propiedad dos plazas vacantes de Guardias Municipales.	15262	Resolución del Ayuntamiento de San Juan Despí por la que se hace pública la lista de admitidos y excluidos a la oposición para proveer dos plazas de Técnicos de Administración General.	15263
Resolución del Ayuntamiento de Algeciras referente a la oposición para la provisión en propiedad de la plaza de Arquitecto Superior.	15262	Resolución del Ayuntamiento de San Justo Desvern referente a la oposición para la provisión en propiedad de cinco plazas de Auxiliares Administrativos.	15263
Resolución del Ayuntamiento de Bilbao referente al concurso convocado para la provisión de la plaza de Vicesecretario de esta Corporación.	15262	Resolución del Ayuntamiento de Santander referente al concurso-oposición libre para cubrir en propiedad dos plazas de Delineantes, adscritos a la Sección de Arquitectura.	15263
Resolución del Ayuntamiento de Cádiz por la que se publica la lista de aspirantes admitidos al concurso para cubrir en propiedad la plaza de Viceinterventor.	15262	Resolución del Ayuntamiento de Santander referente al concurso-oposición libre para cubrir en propiedad una plaza de Delineante, adscrito a la Sección de Vialidad.	15263
Resolución del Ayuntamiento de Coslada referente al concurso-oposición para cubrir en propiedad una plaza de Arquitecto Técnico o Aparejador.	15262	Resolución del Ayuntamiento de Santander por la que se fija fecha para el comienzo de las pruebas del concurso-oposición libre convocado para cubrir en propiedad una plaza de Ayudante de Ingeniero de Caminos.	15264
Resolución del Ayuntamiento de Getafe por la que se hace pública la lista de admitidos al concurso-oposición para proveer en propiedad la plaza de Ingeniero Técnico de Obras Públicas.	15262	Resolución del Tribunal calificador de la oposición convocada para proveer cinco plazas de Maestras y siete de Maestros de Internados Municipales por la que se hacen públicos los nombres de los aspirantes propuestos.	15264
Resolución del Ayuntamiento de La Rinconada referente a la convocatoria para la provisión en propiedad, mediante concurso con examen de aptitud, de tres plazas de Guardias municipales, vacantes en la plantilla de funcionarios.	15262		
Resolución del Ayuntamiento de Mérida referente a las oposiciones para proveer las plazas que se citan.	15262		

## I. Disposiciones generales

### PRESIDENCIA DEL GOBIERNO

**15424** *CORRECCION de errores del Real Decreto 1552/1977, de 20 de mayo, por el que se regula la legislación en materia de retribuciones del personal integrado en los Cuerpos de la Guardia Civil y Policía Armada.*

Advertidos errores en el texto del citado Real Decreto, inserto en el «Boletín Oficial del Estado» número 158, de fecha 4 de julio de 1977, se transcriben a continuación las oportunas rectificaciones:

En la página 14935, el sumario, donde dice: «Real Decreto 1552/1977, de 20 de mayo, por el que se reforma la legislación que regula la del personal integrado en los Cuerpos de la Guardia Civil y Policía Armada», debe decir: «Real Decreto 1552/1977, de 20 de mayo, por el que se regula la legislación en materia de retribuciones del personal integrado en los Cuerpos de la Guardia Civil y Policía Armada».

En la página 14935, primera columna, artículo tercero.—Dos, donde dice: «...de los grupos del apartado anterior...», debe decir: «...de los grupos del apartado anterior...».

En la página 14935, segunda columna, donde dice: «Artículo quinto», debe decir: «Artículo quinto».

En la página 14936, segunda columna, disposición final octava, uno, donde dice: «...antes de uno de julio de mil...», debe decir: «...antes de uno de octubre de mil...».

En la página 14936, segunda columna, disposición final octava.—Uno, donde dice: «...y cuya entrada en vigor tendrá...», debe decir: «...y cuya entrada en vigor tendrá...».

Disposición transitoria segunda.—Dos, donde dice: «...se fraccionarán en cuatro ejercicio presupuestarios...», debe decir: «...se fraccionarán en cuatro ejercicios presupuestarios».

**14406** *INSTRUCCION para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado, aprobada por Decreto (Continuación.) 1408/1977, de 18 de febrero. (Continuación.)*

Desde el punto de vista de la duración de aplicación de las acciones debe distinguirse entre:

- las acciones variables infrecuentes, capaces de provocar una abertura eventual de fisuras sólo durante un corto período de tiempo y que, por consiguiente, no entrañan un sensible riesgo de corrosión en el caso de que se produzca tal fisuración, y
- las acciones permanentes y las variables frecuentes, que mantienen abiertas las eventuales fisuras durante un largo período de tiempo, durante el cual puede iniciarse el proceso de corrosión.

También conviene distinguir entre las acciones para las cuales se prevé un pequeño número de repeticiones y las que se supone habrán de repetirse un gran número de veces, ya que en este último caso los posibles fenómenos de fatiga podrán condicionar la clase de comprobación elegida.

Con respecto al medio ambiente en que se encuentran situados los elementos estructurales éstos pueden considerarse como:

- protegidos (elementos interiores pertenecientes a estructuras situadas en una atmósfera normal);
- no protegidos (elementos exteriores de estructuras expuestas a la intemperie o elementos interiores de estructuras en atmósfera húmeda o medianamente agresiva, bien ventilada), y

— muy expuestos, como consecuencia del medio particularmente agresivo en que se encuentran o de la propia naturaleza del elemento estructural considerado.

En la misma estructura el estado límite que debe considerarse puede no ser el mismo:

- para los diferentes elementos que la constituyen,
- para todas las fases constructivas,
- para las diversas condiciones de explotación, teniendo en cuenta el grado de probabilidad de que se presenten las diferentes combinaciones de acciones previstas.

La clase I se reserva, en general, a estructuras que requieren condiciones especiales, tales como:

- estructuras particularmente expuestas a la corrosión,
- estructuras sometidas a tracción (cuando se desee obtener un alto grado de estanquidad contando sólo con el hormigón),
- estructuras sometidas a ciclos de tensiones o deformaciones, repetidos un gran número de veces y que pueden ocasionar un deterioro progresivo del material (fatiga).

La Clase II aparece como la más indicada para el proyecto de la mayoría de las estructuras. Cuando se utilice esta clase, el proyectista deberá sopesar juiciosamente los valores adoptados en los cálculos para las cargas variables frecuentes.

En cuanto a la Clase III, su definición asegura que, bajo la acción de las cargas de aplicación permanente no existirán fisuras abiertas. Esta forma de definir la Clase III, relacionándola con el estado límite de descompresión, parece más apropiada que la establecida por otras Instrucciones en las que se impone la comprobación de que, bajo la actuación de las cargas permanentes y las variables frecuentes, se respete el estado límite de aparición de fisuras. En efecto, esta última condición no asegura que las fisuras, una vez abiertas bajo la actuación de ciertas cargas variables, queden habitualmente cerradas, dado que su reapertura se produce para cargas inferiores a las que provocaron su primera aparición.

Los valores de las deformaciones o vibraciones que caracterizaran los correspondientes estados límites son función de la utilización de la propia estructura. En ciertos casos, estos valores vienen definidos en las normas relativas al proyecto de determinadas estructuras (tales como edificios, puentes, etc.) y en otros vendrán determinados por las condiciones de utilización de la misma (como en el caso de las estructuras industriales).

Dado que en el caso de alcanzarse uno de los estados límites de servicio reseñados, los daños que se producen no son, en general, de gran cuantía, o son fácilmente reparables, los coeficientes de mayoración y de minoración aplicables a estas comprobaciones son más próximos a la unidad que los utilizados en el estudio de los estados límites últimos.

40.4. Fases de comprobación

Una estructura pasa a lo largo del tiempo, por diversas «fases» caracterizadas por el tipo y valor de las cargas que ha de soportar en cada una de ellas, así como eventualmente, por el esquema estático con que la estructura trabaja, que puede ser diferente de una fase a otra. Las fases se refieren, por tanto, a un determinado período de la vida de la estructura, incluido el de construcción.

En particular será necesario realizar las comprobaciones indicadas en los artículos 45 a 56, en las condiciones prescritas para cada fase en los mismos, considerando, como mínimo, las siguientes:

1. Fases de construcción:
  - a) Fase o fases de aplicación de la fuerza de pretensado (estructura con pretensado inicial).
  - b) Otras fases de construcción.
2. Fases de servicio, en cada una de las cuales las comprobaciones se realizarán:
  - a) Con acciones «máximas».
  - b) Con acciones «mínimas».

Se entiende por acciones «máximas», aquellas cuya aplicación produce un incremento del alargamiento en las armaduras activas. Por el contrario, se entiende por acciones «mínimas», aquellas que producen un decremento de tal alargamiento.

COMENTARIOS

El establecimiento de las fases a considerar en el cálculo de una estructura o elemento estructural, constituye el primer paso en la comprobación de la misma. Para ello, el proyectista ha de definir el proceso cronológico de construcción de tal estructura, diferenciando claramente las fases de introducción de las fuerzas de pretensado parciales, de modificación de su esquema resistente o de aplicación de nuevas cargas a la misma. Asimismo, en situación de servicio de la estructura, puede resultar necesario analizar nuevas fases, si su puesta en servicio se realiza antes de que ciertas acciones permanentes dependientes del tiempo hayan alcanzado su valor final. Tal puede ocurrir, por ejemplo, si un asiento intencionado de un apoyo, una modificación del esquema estructural, o la introducción parcial de un pretensado, se realizan poco tiempo antes de tal puesta en servicio.

ARTICULO 41. COEFICIENTE DE SEGURIDAD

En los métodos de cálculo desarrollados en esta Instrucción, y de acuerdo con lo expuesto en el artículo 40, la seguridad se introduce a través de cuatro coeficientes: dos de minoración de las resistencias del hormigón y del acero; uno de ponderación de la fuerza de pretensado y otro de ponderación de las restantes acciones.

Los valores de estos coeficientes se tomará de acuerdo con lo indicado a continuación:

a) Estados límites últimos

Los valores medios de los coeficientes de seguridad para el estudio de los estados límites últimos, en los casos ordinarios, son los siguientes:

- Coeficiente de minoración para el acero ...  $\gamma_s = 1,15$
- Coeficiente de minoración para el hormigón.  $\gamma_c = 1,50$
- Coeficiente de ponderación para las acciones desfavorables ...  $\gamma_f = 1,60$
- Coeficiente de ponderación de la fuerza de pretensado ...  $\gamma_p = 1,00$

Los valores de los coeficientes de minoración para el acero y para el hormigón y de ponderación para las acciones según el nivel de control de calidad adoptado y daños previsibles se establecen en los cuadros 41.1 y 41.2 y se resumen en el cuadro 41.3.

Los valores de los coeficientes de seguridad  $\gamma_s$ ,  $\gamma_c$  y  $\gamma_f$  adoptados y los niveles supuestos de control de calidad de los materiales y de la ejecución, deben figurar explícitamente en los planos.

CUADRO 41.1

Estados límites últimos  
Coeficientes de minoración de los materiales

Coeficiente	Nivel de control	Corrección
$\gamma_s = 1,15$	Acero controlado a nivel normal (armaduras activas y pasivas)	0
	Acero controlado a nivel intenso (armaduras activas y pasivas)	- 0,05
$\gamma_c = 1,50$	Hormigón para elementos prefabricados en instalación industrial permanente con control a nivel intenso	- 0,10
	Todos los restantes casos	0

Se tendrá en cuenta que en el caso de soportes o de piezas en general que se hormigonan en vertical, la resistencia característica de partida debe minorarse en un 10 por 100.

CUADRO 41.2

Estados límites últimos

Coefficientes de ponderación de las acciones

Coefficiente			Corrección
$\gamma_f = 1,6$	Nivel de control de la ejecución	Control de ejecución a nivel normal (véase 73.2)	0
		Control de ejecución a nivel intenso (véase 73.3)	- 0,10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	- 0,10
		Medios	0
		Muy importantes	+ 0,20

NOTA: Si se trata de acciones favorables de carácter permanente será siempre  $\gamma_f = 0,90$ .  
 Si se trata de acciones favorables de carácter variable será  $\gamma_f = 0$ .  
 Se podrá reducir el valor final de  $\gamma_f$  en un 5 por 100 cuando los estudios, cálculo e hipótesis sean rigurosos, considerando todas las soluciones y todas sus combinaciones posibles, y estudiando con el mayor detalle los anclajes, nudos, enlaces y apoyos.  
 Deberán comprobarse con especial cuidado y rigor las condiciones de fisuración cuando el producto  $\gamma_s \cdot \gamma_f$  resulte inferior a 1,35.

b) Estados límites de utilización

Para el estudio de los estados límites de utilización se adoptarán los siguientes coeficientes de seguridad:

- Coeficiente de minoración del hormigón ...  $\gamma_c = 1$
- Coeficiente de minoración del acero ...  $\gamma_s = 1$
- Coeficiente de ponderación del pretensado:
  - Si el efecto del pretensado en la combinación de acciones es favorable ...  $\gamma_p = 0,90$
  - Si el efecto del pretensado en la combinación de acciones es desfavorable ...  $\gamma_p = 1,10$
- Coeficiente de ponderación de las acciones:
  - Si se trata de acciones de carácter variable con efecto favorable cuando puedan actuar o dejar de hacerlo ...  $\gamma_f = 0$
  - En los demás casos ...  $\gamma_f = 1$

COMENTARIOS

a) Estados límites últimos

Los valores de los incrementos de los coeficientes de seguridad, han sido fijados con el criterio de que al reducirse los niveles de control de los materiales y la ejecución, se incrementan correlativamente los de los coeficientes  $\gamma_s$ ,  $\gamma_c$  y  $\gamma_f$  de forma que la seguridad final se mantenga aproximadamente constante.

En las obras de hormigón pretensado se prescribe el control de resistencia del hormigón mediante probetas y no se admite el nivel reducido de control de la ejecución que contempla la «Instrucción para el Proyecto y Ejecución de obras de Hormigón en masa o armado».

La aplicación de los criterios establecidos en el articulado para los estados límites últimos se resumen en el cuadro 41.3.

En rigor, el coeficiente  $\gamma_p$  debería tomar valores diferentes de la unidad. Sin embargo se ha fijado  $\gamma_p = 1$  por simplicidad de cálculo y teniendo en cuenta lo siguiente:

- En flexión, el hecho de que la fuerza de pretensado sea inferior al valor medio considerado en el cálculo sólo representa una ligera reducción en la deformación inicial del acero, cuya influencia en la resistencia a flexión es prácticamente nula.
- En cuanto a la resistencia a cortante, el lógico coeficiente de minoración de la fuerza de pretensado habría

que aplicarlo al valor que la misma alcanzase en el momento de fisurarse el hormigón, que es superior al valor medio obtenido en el cálculo. Tomar  $\gamma_p = 1$  representa, en definitiva, una compensación de estos dos efectos.

La necesidad de que figuren en los planos los valores de los coeficientes de seguridad y los niveles de control decididos por el proyectista es evidente. Lo contrario conduciría a que una estructura, proyectada para un cierto nivel de seguridad fijado por el proyectista, tendría en la práctica diferentes niveles de seguridad según los diferentes niveles de control que pudieran adoptarse durante la construcción.

Cuando la importancia de la obra lo justifique, podrán corregirse los valores consignados de los coeficientes de seguridad, previos los estudios oportunos, de acuerdo con el criterio de que la probabilidad de hundimiento resultante para la obra proporcione un coste generalizado mínimo de la misma entendiéndose por coste generalizado el que se obtiene sumando:

- el coste inicial de la obra;
- el coste de su mantenimiento y conservación durante su vida de servicio;
- el producto de la probabilidad de hundimiento por la suma del coste de reconstrucción más la cuantía de los daños y perjuicios que pudiera causar aquél.

b) Estados límites de utilización

Para los estados límites de utilización, el comportamiento de la estructura no está influido, en general, por las variaciones locales de las propiedades del hormigón o del acero, sino más bien por sus características medias. En consecuencia, es suficiente en la práctica adoptar  $\gamma_c = \gamma_s = 1$ . Por otra parte, el coeficiente  $\gamma_f$  se toma igual a la unidad, ya que el comportamiento de la estructura, en este caso, se estudia para las cargas de servicio de la misma. Sin embargo, si el proyectista juzga oportuno alcanzar un nivel de seguridad mayor frente a algún estado límite de utilización —por ejemplo, frente a la posibilidad de deformación excesiva de un elemento estructural bajo la acción de una determinada carga— se pueden incrementar los valores de los coeficientes  $\gamma$ .

Los valores adoptados para  $\gamma_p$  toman en consideración el hecho de que pueden presentarse en la fuerza real del pretensado discrepancias con respecto al valor medio correspondiente a  $\gamma_p = 1$ , con la consiguiente repercusión en el comportamiento en servicio del elemento.

CUADRO 41.3

Coefficientes de seguridad para los estados límites últimos

Coeficiente de seguridad sobre	Nivel de control	Valor del coeficiente de seguridad			
		Acción desfavorable		Acción favorable de carácter	
				Permanente	Variable
Acero (armaduras activas y pasivas) $\gamma_s$	Normal	1,15			
	Intenso	1,10			
Hormigón (1) $\gamma_c$	Elementos prefabricados: intenso	1,40			
	Todos los restantes casos	1,50			
Pretensado $\gamma_p$	Para cualquier nivel	1,00			
Otras acciones (2) $\gamma_f$	Normal	Daños previsibles (3) A	Acción desfavorable 1,50	0,90	0
		B	1,60		
		C	1,80		
	Intenso	A	1,40		
		B	1,50		
		C	1,70		

(1) En soportes y otras piezas de hormigonado vertical, la resistencia característica debe, además, minorarse en el 10 por 100.

(2) Se podrá reducir el valor de  $\gamma_f$  en un 5 por 100 cuando las hipótesis y el cálculo sean muy rigurosos se consideren todas las combinaciones posibles y se estudien con el mayor detalle los anclajes, nudos y apoyos.

(3) Daños previsibles:

- A. Obras cuyo fallo puede ocasionar daños mínimos y exclusivamente materiales, tales como silos, aceras, obras provisionales, etc.
- B. Obras cuyo fallo puede ocasionar daños de tipo medio, como puentes, edificios de vivienda, etc.
- C. Obras cuyo fallo puede ocasionar daños muy importantes, como teatros, tribunas, grandes edificios comerciales, etc.

ARTICULO 42. ESTABLECIMIENTO DE ACCIONES DE CALCULO E HIPOTESIS DE CARGA MAS DESFAVORABLE

Cuando la reglamentación específica de las estructuras no indique otra cosa se aplicarán las hipótesis de carga enunciadas en este artículo.

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso se procederá de la siguiente forma:

De las acciones clasificadas en el artículo 37 se eliminarán aquellas que no deban considerarse por no actuar o ser despreciables en el caso que se estudia.

A las acciones restantes se les adjudicarán, como valores de cálculo los ponderados, del modo que se indica a continuación:

1.º Estados límites últimos

(Para el de equilibrio, ver prescripciones adicionales en el artículo 45.)

a) Acciones directas

a.1) Cargas permanentes (coeficientes de ponderación  $\gamma_{fs}$ ). Si su efecto es desfavorable se tomará el valor mayorado con  $\gamma_{fs} = \gamma_f$  aplicado simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen sobre la estructura. Si su efecto es favorable, se tomará el valor ponderado con  $\gamma_{fs} = 0,9$ , aplicado simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen sobre la estructura.

No obstante lo anterior, si las cargas permanentes del mismo origen son preponderantes y sus efectos se compensan notablemente entre sí, se diferenciará entre la parte favorable y la desfavorable empleando:

para la favorable

$$\gamma_{fs} = 0,8$$

$$\gamma_{fs} = \frac{\gamma_f}{1,3} < 1,05 \text{ en fase de construcción}$$

y para la desfavorable

$$\gamma_{iq} = \frac{\gamma_f}{1,3} < 1,15 \text{ en fase de servicio}$$

a.2) Cargas variables (coeficiente de ponderación  $\gamma_{iq}$ ). Si su efecto es desfavorable, se tomará el valor mayorado con  $\gamma_{iq} = \gamma_f$ . Si su efecto es favorable se tomará

$$\gamma_{iq} = 0.$$

b) Acciones indirectas

Las que tengan carácter de permanencia como son a veces las reológicas y los movimientos impuestos, se tratarán como las cargas permanentes. Las que no tengan este carácter se tratarán como las cargas variables.

c) Fuerzas de pretensado (coeficiente de ponderación  $\gamma_p$ ).

Para todos los casos  $\gamma_p = 1$ .

2.º Estados límites de utilización

Para cualquier tipo de acción el valor característico  $\gamma_f = 1$ .  $\gamma_p = 0,90$  si el efecto del pretensado en la combinación de acciones es favorable.

$\gamma_p = 1,10$  si el efecto del pretensado en la combinación de acciones es desfavorable.

3.º Hipótesis de carga

a) Acciones exteriores

Para cada fase de comprobación y para cada estado límite de que se trate (ver 40.4) se considerarán las tres hipótesis de carga 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.

$$\begin{aligned} \text{Hipótesis I} & \quad \gamma_{ig} \cdot G + \gamma_{iq} \cdot Q \\ \text{Hipótesis II} & \quad 0,9 (\gamma_{ig} \cdot G + \gamma_{iq} \cdot Q) + 0,9 \cdot \gamma_{fp} \cdot W \\ \text{Hipótesis III} & \quad 0,8 (\gamma_{ig} \cdot G + \gamma_{fp} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq} \end{aligned}$$

donde:

G = valor característico de las cargas permanentes más las acciones indirectas con carácter de permanencia;

Q = valor característico de las cargas variables de explotación de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto las sísmicas;

$Q_{eq}$  = valor característico de las cargas variables de explotación de nieve, del terreno más las acciones indirectas con carácter variable durante la acción sísmica (véase 4.5 de la Norma Sismorresistente, P.D.S.1 parte A);

W = valor característico de la carga del viento;

$W_{eq}$  = valor característico de la carga del viento durante la acción sísmica. En general se tomará  $W_{eq} = 0$ . En situación topográfica muy expuesta al viento se adoptará  $W_{eq} = 0,25 W$ ;

$F_{eq}$  = valor característico de la acción sísmica, calculado según la Norma Sismorresistente.

Cuando existan diversas acciones Q de distintos orígenes y de actuación conjunta compatible, siendo pequeña la probabilidad de que algunas de ellas actúen simultáneamente con sus valores característicos, se adoptará en las expresiones anteriores el valor característico de Q para la carga variable cuyo efecto sea predominante y para aquellas cuya simultaneidad presente una probabilidad no pequeña; y 0,8 del característico para las restantes.

Cuando las cargas variables de uso sean capaces de originar efectos dinámicos, deberán multiplicarse por un coeficiente de impacto.

Cuando de acuerdo con el proceso constructivo previsto, puedan presentarse acciones de importancia durante la construcción, se efectuará la comprobación oportuna para la hipótesis de carga más desfavorable que resulte de combinar tales acciones con las que sean compatibles con ellas. En dicha comprobación podrá reducirse, en la proporción que el proyectista estime oportuno, el valor de los coeficientes de ponderación indicados en el artículo 41 para los estados límites últimos, recomendándose no bajar de  $\gamma_f = 1,25$ .

En las piezas prefabricadas pretensadas para el dimensionamiento de sus uniones de continuidad se adoptará como coeficiente de mayoración de las acciones un valor no inferior a 1,80.

La Hipótesis III sólo se utilizará en las comprobaciones relativas a los estados límites últimos.

b) Acciones debidas al pretensado

Para cada fase de comprobación (véase (40.4) se considerarán las acciones debidas al pretensado en las condiciones definidas en los párrafos 1.º c) y 2.º del presente artículo.

COMENTARIOS

Una vez clasificadas las acciones con arreglo a lo indicado en el artículo 37 las tres hipótesis de carga prescritas en el articulado pueden expresarse del siguiente modo:

$$\begin{aligned} \text{Hipótesis I} & \quad \gamma_f G_1 + 0,9 G_2 + \gamma_f Q \\ \text{Hipótesis II} & \quad 0,9 (\gamma_f G_1 + 0,9 G_2 + \gamma_f Q) + 0,9 \gamma_f W \\ \text{Hipótesis III} & \quad 0,8 (\gamma_f G_1 + 0,9 G_2 + \gamma_f Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq} \end{aligned}$$

En las expresiones anteriores  $G_1$  representa los conjuntos de cargas permanentes del mismo origen que actúan sobre la estructura, cuyo efecto resultante en la sección o elemento que se estudia es desfavorable;  $G_2$  representa los conjuntos de cargas permanentes del mismo origen cuyo efecto resultante es favorable. Por otra parte, en Q hay que incluir exclusivamente las cargas variables cuyo efecto es desfavorable según se indica en el párrafo del articulado a.2).

En cuanto a los efectos del proceso constructivo, además de las acciones directas que el mismo pueda representar, será necesario estudiar, según se indica en 38.4 los efectos que la fluencia ejerce sobre las construcciones sometidas a vínculos retardados, es decir, introducidos después de la aplicación de una parte de las acciones.

#### ARTICULO 43. COMPROBACIONES QUE DEBEN REALIZARSE

Los cálculos realizados con arreglo a los métodos y prescripciones establecidos en la presente Instrucción deberán garantizar que tanto la estructura en su conjunto como cada uno de sus elementos cumplen las condiciones siguientes:

- Bajo la correspondiente hipótesis de carga más desfavorable, no se sobrepasan los estados límites últimos. La hipótesis de carga se establece a partir de las acciones de cálculo, según los criterios prescritos en el artículo 42. La respuesta de la estructura correspondiente al estado límite en estudio se obtendrá a partir de valores minorados de las propiedades resistentes de los materiales, según las prescripciones de los artículos 45 a 49.
- Bajo la correspondiente hipótesis de carga más desfavorable no se sobrepasan los estados límites de utilización. La hipótesis de carga se establecen a partir de las acciones de cálculo, según los criterios expuestos en el artículo 42. La respuesta de la estructura, correspondiente al estado límite en estudio, se obtendrá de acuerdo con las prescripciones de los artículos 50 a 56.

COMENTARIOS

Debe advertirse que la hipótesis de carga más desfavorable que corresponde a cada estado límite en estudio será, en general, distinta para cada uno de ellos.

#### ARTICULO 44. CONSIDERACIONES SOBRE LAS ACCIONES DE CARACTER EXTRAORDINARIO

Las acciones fortuitas no normalizadas, tales como choques de vehículos, huracanes, deflagraciones, ondas explosivas, etc., y las de carácter normal pero cuyos valores, difícilmente previsibles, superan fuertemente a los normalizados, no se tendrán en cuenta en los cálculos. Si, por excepción, se estima necesario considerar alguna de ellas, bastará realizar el estudio de los estados límites últimos, adoptando para los coeficientes de mayoración de acciones y de minoración de resistencias, valores próximos a la unidad.

COMENTARIOS

Queda a juicio del proyectista, en el caso de que se considere en el proyecto una acción de carácter extraordinario, la comprobación del estado de la estructura en servicio tras la supuesta actuación de la citada acción extraordinaria.

CAPITULO VII

Cálculo relativo al estado límite de equilibrio

ARTICULO 45. COMPROBACIONES RELATIVAS AL ESTADO LIMITE DE EQUILIBRIO

Habrà que comprobar que bajo la hipótesis de carga más desfavorable, no se sobrepasan los límites de equilibrio (vuelco, deslizamiento, etc.).

Para ello habrá que tener en cuenta que todas las acciones permanentes cuyo efecto sea favorable (estabilizantes), habrán de tomarse con su valor ponderado, con  $\gamma_f = 0,9$ , aplicable a todas aquellas acciones que tengan el mismo origen.

Con la hipótesis de carga más desfavorable de las tres indicadas en el artículo 42, para cada caso, se estudiará el equilibrio del conjunto de la estructura y de cada uno de sus elementos, aplicando los métodos de la Mecánica Racional, teniendo en cuenta las condiciones reales de las sustentaciones y, en particular, las derivadas del comportamiento del terreno, deducidas de acuerdo con los métodos de la mecánica del Suelo.

En el caso de que una carga permanente del mismo origen pueda ser desfavorable en una zona de la estructura y favorable en otra, el equilibrio se estudiará de acuerdo con los siguientes principios:

- si tal situación se da para la estructura en servicio, el cálculo se desarrollará aplicando coeficientes de ponderación diferentes a la parte de la carga permanente estabilizante ( $\gamma_f = 0,9$ ) y a la parte volcadora. Para esta segunda, el proyectista decidirá el valor del coeficiente de ponderación a aplicar, que en ningún caso podrá bajar de 1,15.
- si tal situación se presenta en una fase de construcción exclusivamente, el proceso de cálculo se ceñirá a los mismos principios indicados en el párrafo anterior, quedando asimismo a juicio del proyectista el valor del coeficiente de ponderación a aplicar a la parte de las cargas permanentes que sean desfavorables, que en ningún caso podrá bajar de 1,05.

COMENTARIOS

Como ejemplo aclaratorio de una estructura en la que una carga permanente del mismo origen puede ser estabilizante en una zona y volcadora en otra, se comenta el caso de una cubierta cuyo esquema estructural se indica en la figura 45.1 en la que se supone como posible la actuación de unas cargas variables sobre la misma.

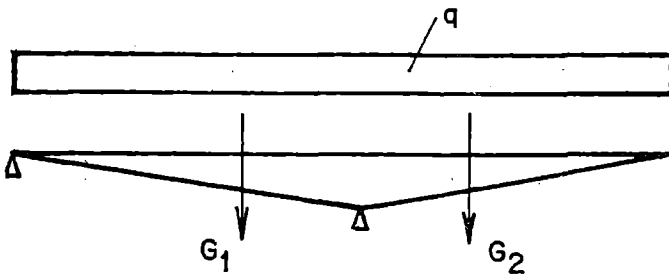


Fig. 45.1

Las cargas permanentes características  $G_1$  y  $G_2$  tienen el mismo origen (peso propio de un mismo material) y la carga variable  $q$  puede extenderse en cualquier longitud. Las hipótesis de carga para el cálculo del equilibrio serían:

- Si el esquema estático corresponde a la situación de servicio que se indica en la figura 45.2, donde  $\gamma$  queda a juicio del proyectista con el valor mínimo indicado.

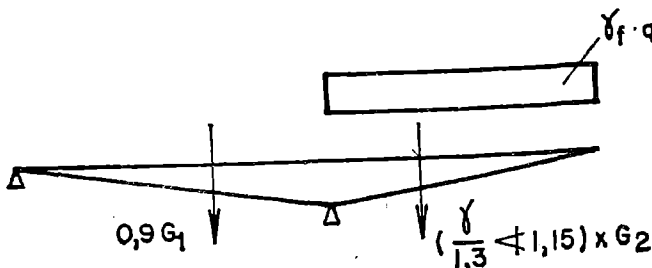


Fig. 45.2

- Si el esquema estático corresponde exclusivamente a una situación de construcción que se indica en la figura 45.3, donde  $\gamma_1$  y  $\gamma_2$  quedan a juicio del proyectista, con los valores mínimos indicados.

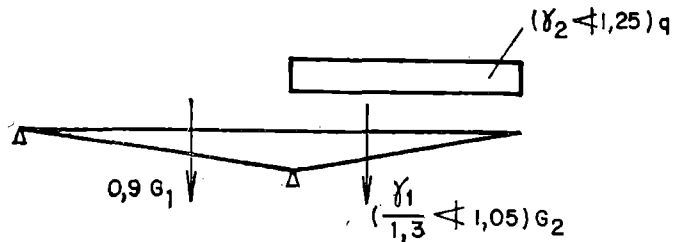


Fig. 45.3

CAPITULO VIII

Cálculos relativos a los estados límites de agotamiento

ARTICULO 46. OBTENCION DE LOS EFECTOS DE LAS ACCIONES

En relación con los estados límites de agotamiento, los efectos originados por las acciones están constituidos por los esfuerzos que actúan en una sección de un elemento de la estructura tales como: momento flector, esfuerzo axial, esfuerzo cortante, momento torsor, etc. Al conjunto de tales esfuerzos se denomina sollicitación. El cálculo de las sollicitaciones se efectuará según se indica en los apartados que siguen, partiendo de acciones ponderadas según los criterios expuestos en los artículos 41 y 42.

46.1. Acciones directas

Como norma general, la determinación de las sollicitaciones se podrá efectuar con arreglo a los principios de la Mecánica Racional, complementados con las teorías clásicas de la Resistencia de Materiales y de la Elasticidad, obteniendo las rigideces de los elementos estructurales a partir de las secciones brutas tal como se definen en 51.2.2. No obstante, si ha lugar, se tendrá en cuenta, para el cálculo de las sollicitaciones, el comportamiento no lineal de las estructuras, ya sea causado por la fisuración de las mismas o por la entrada en régimen no elástico de sus materiales constitutivos. Para poder realizar estos cálculos será necesario, en general, conocer las relaciones momentos-curvaturas o momentos-rotaciones, así como los valores límites de estas últimas, para elementos estructurales análogos a los de la estructura en estudio.

En particular, para el cálculo de placas se admitirá la aplicación de la teoría de las líneas de rotura, siempre que pueda aceptarse, como hipótesis de cálculo, que una vez elegida la disposición más desfavorable de las cargas, éstas aumentan proporcionalmente hasta alcanzar el agotamiento. Por otra parte, se tendrá en cuenta que la teoría de las líneas de rotura es válida en la medida en que se satisfacen las dos condiciones siguientes:

- a) rigidez perfecta de apoyos;
- b) rotura de la pieza por agotamiento de la armadura de tracción.

COMENTARIOS

Se recuerda que el cálculo de las placas con arreglo a la teoría de la Elasticidad exige el conocimiento previo de sus condiciones reales de funcionamiento, especialmente en lo relativo a:

- forma geométrica de la placa;
- naturaleza de las cargas;
- rigidez de los apoyos, y
- acción de las vigas de borde, si las hay.

La aplicación del método elástico adoptando para los puntos anteriores unas condiciones que sean distintas de las reales, puede conducir en muchos casos a resultados erróneos.

La validez de la teoría de las líneas de rotura está comprobada cuando las placas se arman con aceros de dureza natural que presentan un escalón de cedencia. Aunque con otros tipos de aceros no se poseen suficientes datos experimentales, los reunidos hasta la fecha parecen indicar que los resultados del cálculo se colocan del lado de la seguridad.

Conviene señalar que si se utiliza esta teoría de las líneas de rotura, debe prestarse especial atención a las solicitaciones de esfuerzo cortante y punzonamiento, puesto que dicha teoría no las tiene en cuenta en sus hipótesis de partida.

Asimismo debe recordarse que siendo éste un cálculo en agotamiento, es preciso efectuar, además, en todos los casos, las oportunas comprobaciones relativas a fisuración y deformaciones en estado de servicio.

#### 46.2. Acciones indirectas

Las solicitaciones originadas por las deformaciones impuestas, podrán calcularse en régimen elástico o, si ha lugar, teniendo en cuenta la respuesta no lineal de los materiales de la estructura, en particular del hormigón.

#### COMENTARIOS

Cuando se tiene en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura para el cálculo de los efectos originados por las deformaciones impuestas, los fenómenos de fluencia, plasticidad o fisuración del hormigón, se consideran normalmente como formando parte de la respuesta de la estructura frente al sistema de tensiones originado por aquéllas. Procediendo de este modo se comprende que los efectos de las deformaciones impuestas no son importantes más que en la fase elástica, cuando los materiales presentan una pequeña deformabilidad. Por el contrario, estos efectos son más débiles en presencia de grandes deformaciones anelásticas, tales como las originadas por fisuración generalizada y la deformación plástica que preceden a los estados límites últimos. Por tanto, la importancia de las solicitaciones debidas a deformaciones impuestas, en relación con los estados límites de agotamiento, es, en general, pequeña.

#### 46.3. Acciones debidas al pretensado

En relación con los estados límites de agotamiento por flexión no es necesario calcular las solicitaciones producidas por el pretensado en las estructuras isostáticas, bastando con tener en cuenta las predeformaciones aplicadas a las armaduras activas y al hormigón, según los criterios expuestos en 47.2. Para las estructuras hiperestáticas, por el contrario, será necesario tener en cuenta los esfuerzos hiperestáticos introducidos por el pretensado, calculados a partir del sistema de cargas equivalente del máximo (véase 37.3). Sin embargo, y siempre que el esfuerzo hiperestático introducido por el pretensado sea favorable, además de considerarlo con su valor ponderado (véase 39.3 y artículo 41), el proyectista analizará cuidadosamente la posible reducción de tal esfuerzo hiperestático, al alcanzarse el estado límite último en estudio por efecto de la pérdida de proporcionalidad entre la tensión y la deformación de la armadura activa, en las proximidades de aquel estado. Para el estudio de los estados límites de agotamiento por solicitaciones tangentes, en particular por esfuerzos cortantes, los métodos de comprobación propuestos requieren, en cualquier caso, conocer los efectos de las fuerzas de pretensado sobre las secciones de hormigón (véase artículo 48).

#### COMENTARIOS

Se llama la atención en el articulado sobre el hecho de que los esfuerzos hiperestáticos de pretensado, pueden modificarse sensiblemente durante un proceso de carga que aumenta proporcionalmente hasta producir el agotamiento de la estructura. En efecto, aquellos esfuerzos hiperestáticos de pretensado se deducen a partir de las acciones indicadas en el artículo 39, según una distribución inicial de fuerzas de pretensado a lo largo del trazado de la armadura. Cuando por aumentar las acciones exteriores se llega a situaciones próximas al estado límite de agotamiento de la estructura, las armaduras activas pueden quedar sometidas a deformaciones muy por encima de su campo elástico, no produciéndose incrementos proporcionales de la fuerza de pretensado, y modificándose, en consecuencia, los hiperestáticos correspondientes.

#### 46.4. Acciones debidas al proceso constructivo

Cuando la construcción de la obra dé lugar a fases sucesivas de descimbramiento, de tesado o de puesta en carga, puede ser necesario comprobar las condiciones de la estructura frente al agotamiento, en un cierto número de estas fases. La determinación de las solicitaciones correspondientes se realizará, en

cada caso, según el método apropiado, de acuerdo con lo expuesto anteriormente, a partir de las acciones que actúan en cada fase.

#### COMENTARIOS

Se recuerda que cuando se modifica durante la construcción el esquema estático de la estructura, mediante la introducción de vínculos retardados, la fluencia del hormigón puede modificarse, a lo largo del tiempo, de forma sensible, la distribución de esfuerzos en aquélla.

#### 46.5. Datos generales para el cálculo de solicitaciones

Salvo justificación especial, se considerará como luz de cálculo de las piezas, la menor de las dos longitudes siguientes:

- a) la distancia entre ejes de apoyo,
- b) la luz libre, más el canto.

Para el cálculo de solicitaciones en estructuras hiperestáticas, formadas por piezas prismáticas o asimilables a ellas, podrá tomarse, para los momentos de inercia de las mismas, los de las secciones brutas reales correspondientes, entendiéndose por tales las que resultan de considerar únicamente las dimensiones geométricas de contorno, sin deducción de ninguno de los taladros correspondientes a las armaduras activas, ni solidarización de las pasivas.

En el cálculo correspondiente al estado en agotamiento por solicitaciones normales, se comprobarán las secciones suponiéndolas sometidas al momento flector obtenido en la sección distante un canto total de la considerada, en el sentido más desfavorable.

#### COMENTARIOS

### ARTICULO 47. CALCULO RESISTENTE DE SECCIONES SOMETIDAS A SOLICITACIONES NORMALES

#### 47.1. Definición de la sección

##### 47.1.1. Dimensiones de la sección

Para la obtención de las solicitaciones de agotamiento de una sección, ésta se considerará con sus dimensiones reales en la fase de construcción —o de servicio— analizada, excepto en piezas de sección en T, I o similares, para las que se tendrán en cuenta las anchuras eficaces de las cabezas.

#### COMENTARIOS

##### 47.1.2. Sección resistente

A efectos de cálculos correspondientes a los estados límites de agotamiento por solicitaciones normales, la sección resistente de hormigón se obtiene de las dimensiones de la pieza, deduciendo todos los huecos, tanto longitudinales como transversales, correspondientes a taladros de pretensado, anclajes, etcétera, que no podrán considerarse como resistentes aunque estén rellenos por la inyección correspondiente.

#### COMENTARIOS

#### 47.2. Principios generales de cálculo

El cálculo de la solicitación de agotamiento de las secciones se efectuará a partir de las hipótesis generales siguientes:

- a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, según se detalla en 47.3.
- b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana para piezas en las que la relación  $l/h$ , de la distancia entre puntos de momento nulo al canto total, es superior a 2.

Las deformaciones  $\epsilon_c$  de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

Las deformaciones totales de las armaduras activas adherentes se obtienen sumando a la deformación  $\epsilon_p$  del hormigón que las envuelve, considerada a partir del estado de neutralización, el término:

$$\Delta \epsilon_p = \epsilon_{cr} + \epsilon_{ps}$$

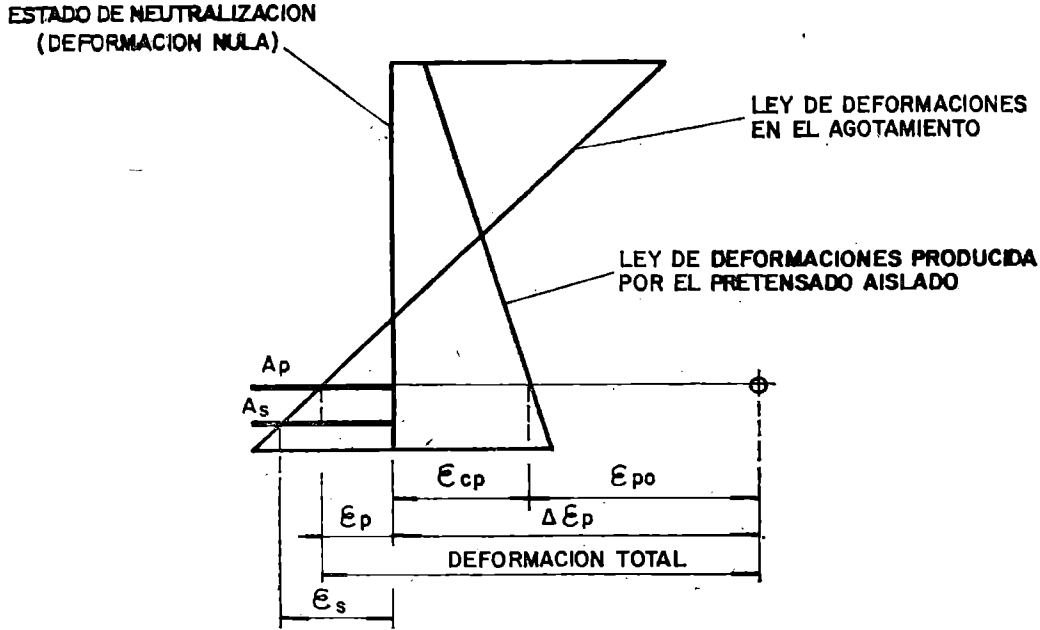


Fig. 47.2.a

siendo:

$\epsilon_{cp}$  = deformación del hormigón bajo la acción aislada del pretensado total en la fase considerada, y teniendo en cuenta las pérdidas calculadas en la sección homogeneizada (ver artículo 51).

$\epsilon_{po}$  = deformación de la armadura activa adherente considerada en la situación anteriormente descrita.

Se entiende por fuerza de neutralización del pretensado aquella que aplicada sobre la sección, en ausencia de solicitaciones exteriores, anula las tensiones que la fuerza de pretensado produce sobre el hormigón. Estado de neutralización es el que resulta de considerar la sección sin solicitaciones exteriores y con la fuerza de neutralización aplicada.

- c) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es el que se define en el artículo 35. No se considerará la resistencia del hormigón en tracción. El diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas es el que se define en 34.4. El diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras activas es el que se define en 34.7.
- d) Se aplicarán a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y momentos. De esta forma podrá calcularse la solicitación resistente mediante la integración de las tensiones en el hormigón y en las armaduras activas y pasivas.

COMENTARIOS

En el caso en que  $l/h \leq 2$  se aplicarán las prescripciones correspondientes a vigas de gran canto.

Respecto al estado de neutralización véase la figura 47.2.b.

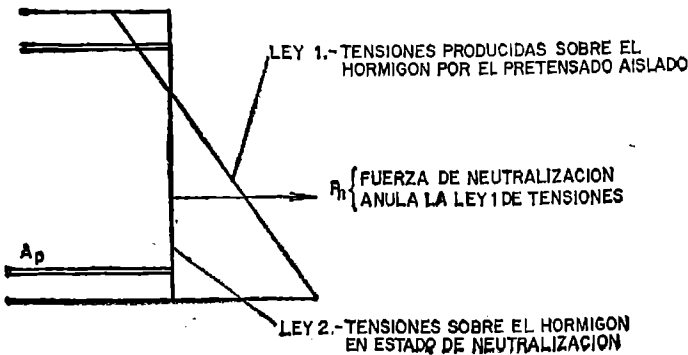


Fig. 47.2.b

47.3. Definición del estado límite de agotamiento

Una sección puede alcanzar, bajo distintas solicitaciones normales, una serie de situaciones distintas de agotamiento, caracterizadas por la posición del plano de deformaciones. Existen tres formas distintas de agotamiento:

- a) Agotamiento por deformación plástica excesiva del hormigón, que se produce cuando se alcanza, en la fibra más traccionada del hormigón, la deformación convencional  $\epsilon_c = 0,0100$ .
- b) Agotamiento por rotura del hormigón en flexión, que se produce cuando se alcanza, en la fibra más comprimida del hormigón, la deformación  $\epsilon_c = -0,0030$ .
- c) Agotamiento por rotura del hormigón en compresión, que se produce cuando se alcanza, en una fibra intermedia

del hormigón situada a la profundidad  $x = \frac{1}{3} h$ , la deformación  $\epsilon_c = -0,0020$ .

Estas distintas formas de alcanzar el agotamiento originan un «pivoteo» del plano de deformaciones alrededor de tres puntos A, B y C tal como puede apreciarse esquemáticamente en la figura 47.3 y dan lugar a varios dominios que cubren el campo de las solicitaciones normales:

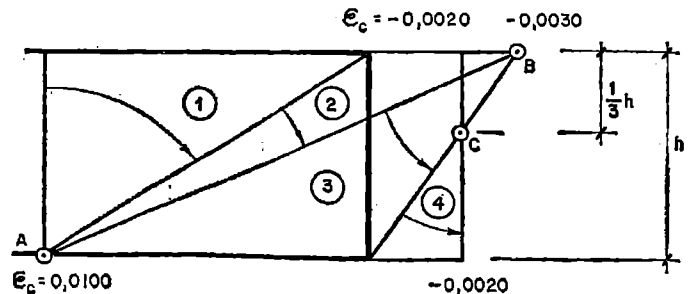


Fig. 47.3

- Dominio 1: Tracción simple o compuesta, estando toda la sección en tracción. El agotamiento se produce por deformación plástica excesiva.
- Dominio 2: Flexión simple o compuesta, sin alcanzar el hormigón su deformación de rotura. El agotamiento se produce por deformación plástica excesiva.
- Dominio 3: Flexión simple o compuesta, con agotamiento por rotura del hormigón en flexión.
- Dominio 4: Compresión compuesta o simple, con agotamiento por rotura del hormigón en compresión.



## COMENTARIOS

Se fija el valor  $\epsilon_c = -0,0030$  en lugar de 0,0035 como más adecuado al tipo de secciones habituales en elementos de hormigón pretensado, con cabezas de compresión de fuertes vueltas y pequeños espesores en relación con el canto total y que, como tales, trabajan generalmente en compresión compuesta.

La limitación del alargamiento de la fibra más traccionada del hormigón, en lugar de la limitación del alargamiento de la armadura más traccionada, ha sido adoptada por las razones siguientes:

- De esta forma el diagrama de interacción de la sección sin armaduras (hormigón solo) tiene un sentido independiente de la distribución y recubrimiento de las armaduras.
- Es concebible una sección con pretensado solamente en una cabeza, trabajando en flexión con un momento exterior del mismo signo del que produce el pretensado (caso de acciones mínimas y pretensado máximo). En este caso si la limitación se establece en la armadura, se admiten curvaturas claramente excesivas. En consecuencia, se unifican en uno solo los dominios 3, 4 y 4a de la «Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado», que corresponden a una misma forma de rotura.

## 47.4. Comprobación de una sección

Dada una sección que se desea comprobar, resulta posible, a partir de los principios generales enunciados en 47.2, definir por puntos el diagrama de interacción de cálculo de la misma. Este diagrama es una superficie continua y cerrada que representa el conjunto de solicitaciones normales resistentes de cálculo ( $M_{ed}$ ,  $M_{ed}$ ,  $N_{ed}$ ) correspondientes al estado límite de agotamiento de la sección. Si el problema es de flexión recta, el diagrama de interacción es una curva plana ( $M_{ed}$ ,  $N_{ed}$ ).

Para la comprobación de la sección es necesario verificar que la solicitación normal exterior de cálculo ( $N_{ed}$ ) correspondiente al estado límite considerado es interior al diagrama de interacción. Admitido que el diagrama de interacción es convexo, puede ser sustituido por una poligonal cualquiera inscrita en el mismo.

En virtud de la convexidad del diagrama de interacción, y si la solicitación normal exterior de cálculo es una fuerza  $N_{ed}$  que actúa con excentricidades  $e_x$ ,  $e_y$ , la verificación se reduce a encontrar la fuerza del mismo signo  $N_{ed}$  que produce el agotamiento con las mismas excentricidades y comprobar  $|N_{ed}| \leq |N_{ed}|$ . Si la solicitación normal exterior de cálculo es un momento (flexión simple)  $M_{ed}$ , la verificación se reduce a encontrar el momento  $M_{ed}$  que, siendo del mismo signo y actuando en el mismo plano que el exterior, produce el agotamiento y comprobar  $|M_{ed}| \leq |M_{ed}|$ .

## COMENTARIOS

Para la comprobación se admiten métodos analíticos o gráficos. En particular, para las secciones de formas y disposiciones de armaduras más habituales en la práctica, resulta conveniente establecer diagramas de interacción adimensionales con cuantías de armadura activa o pasiva variables que permitan la comprobación y dimensionamiento inmediatos de la sección.

## 47.5. Excentricidad mínima

En soportes y elementos de función análoga toda sección sometida a una solicitación normal exterior de compresión  $N_{ed}$  debe ser capaz de resistir dicha compresión con una excentricidad ficticia, debida a la incertidumbre en la posición del punto de aplicación del esfuerzo normal, igual al mayor de los valores:

$$h/20 \text{ y } 2 \text{ cm}$$

contada a partir del centro de gravedad de la sección bruta y en la dirección más desfavorable.

## COMENTARIOS

## 47.6. Caso de armaduras activas no adherentes

Para el cálculo de agotamiento de secciones con armaduras activas no adherentes sometidas a solicitaciones normales y salvo justificación especial se podrá comprobar la sección basándose en una de las dos hipótesis siguientes:

- Las armaduras no adherentes son equivalentes a armaduras adherentes de la misma sección.
- Las armaduras no adherentes son equivalentes a armaduras adherentes con una sección igual al 70 por 100 de la sección de aquéllas.

La justificación deberá hacerse basándose en la más desfavorable de las dos.

## COMENTARIOS

## 47.7. Método simplificado de cálculo

Son admisibles métodos simplificados de cálculo, siempre que los resultados con ellos obtenidos concuerden, de manera satisfactoria, con los correspondientes a las hipótesis establecidas en 47.2.

Se admite, en particular, el método correspondiente a «diagrama rectangular» de tensiones en el hormigón, en agotamiento, cuyas hipótesis básicas son las siguientes:

- El agotamiento resistente se caracteriza por alcanzarse en la fibra más comprimida de hormigón la deformación  $\epsilon_c = -0,0030$  (rotura del hormigón).
- Son válidas las hipótesis b) de 47.2.
- El diagrama de tensiones en el hormigón, correspondiente al agotamiento del mismo, se asimila a un rectángulo cuya base es igual a  $0,85 f_{cd}$  y cuya altura y es igual a:  $y = 0,80 x$  cuando  $x \leq h$

$$y = \frac{x - 0,8 h}{x - 0,75 h} \cdot h \text{ cuando } x > h$$

siendo  $x$  la profundidad de la fibra neutra de deformaciones. Cualquiera que sea el tipo de acero utilizado para las armaduras, su diagrama de cálculo puede asimilarse al de un acero de dureza natural del mismo límite elástico. La resistencia de cálculo para las armaduras pasivas en compresión, se considerará limitada a  $4.200 \text{ kp/cm}^2$ .

En el caso de armaduras pasivas se admite que si la distancia  $d'$  del centro de gravedad de la armadura de compresión a la fibra más comprimida, no es superior al 15 por 100 del canto total, la tensión de dicha armadura, al llegar al agotamiento, es igual a la resistencia de cálculo en compresión del acero.

Si existen armaduras activas  $A'_p$  en la zona de compresión, a una distancia de la fibra más comprimida inferior a  $0,15h$ , se podrá considerar, en el agotamiento:

$$\sigma'_p = E_p (\epsilon'_{po} - 0,002)$$

teniendo  $\epsilon'_{po}$  el mismo significado indicado en 47.2 para  $E_{po}$ .

- Se aplicarán a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y momentos, deduciéndose la solicitación de agotamiento, en función de las condiciones de compatibilidad de deformaciones, mediante la integración de las tensiones en el hormigón y en las armaduras.

## COMENTARIOS

Las hipótesis expuestas conducen a los diagramas de deformaciones y de tensiones de la figura 47.7 correspondiente al agotamiento.

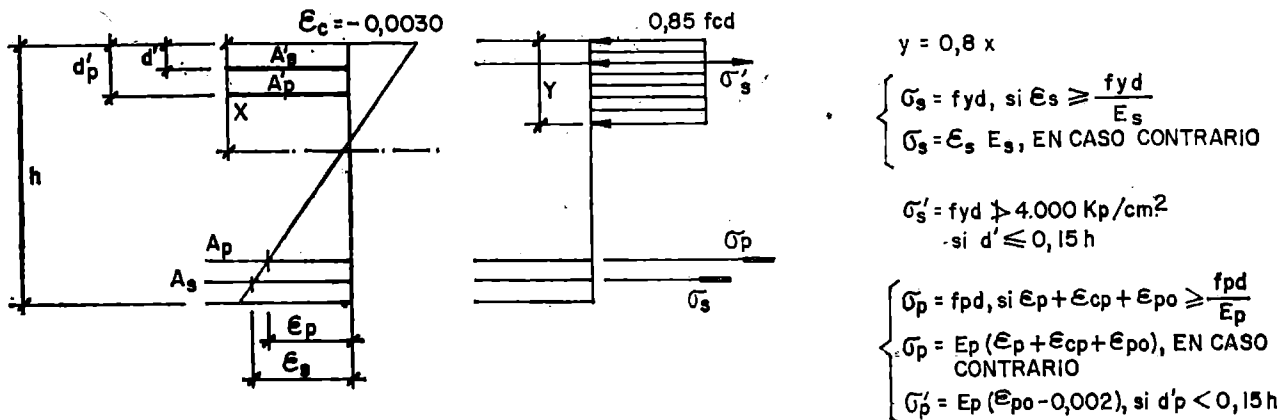


Fig 47.7

En el caso de flexión simple resulta práctico partir del supuesto inicial de que  $\sigma_p = f_{pd}$  y  $\sigma_s = f_{yd}$ , deduciendo, mediante las condiciones de equilibrio, la profundidad y del rectángulo de compresiones. A partir de  $x$  se deducirá a continuación el valor de  $\epsilon_p$  y de  $\epsilon_s$ , comprobando entonces si el supuesto inicial fue cierto, cosa que ocurre generalmente. Si la cuantía de armadura de tracción es supracrítica, no se cumplirá el supuesto inicial y será necesario recurrir a las ecuaciones de compatibilidad.

47.8. Disposiciones relativas a las armaduras

En todos aquellos casos en los que el agotamiento de una sección se produzca por flexión simple o compuesta, bajo la acción de las cargas exteriores —excluida la acción del pretensado—, la armadura resistente longitudinal deberá cumplir las limitaciones siguientes:

a) secciones rectangulares:

$$A_p (0,4 f_{pd} - 500) \frac{d_p}{d_s} + A_s \cdot f_{yd} \geq 0,04 b \cdot h \cdot f$$

b) secciones T, I, cajón o similares:

$$A_p (0,4 f_{pd} - 500) \frac{d_p}{d_s} + A_s \cdot f_{yd} \geq 0,15 A_c \cdot f_{cd}$$

donde:

- $d_p$  = distancia de la resultante de esfuerzos en la armadura activa a la fibra más comprimida.
- $d_s$  = distancia de la resultante de esfuerzos en la armadura pasiva a la fibra más comprimida.
- $A_c$  = Area de la sección de la cabeza de tracción.

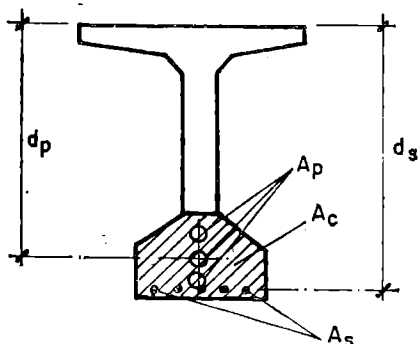


Fig. 47.8

En cualquier caso, si existen armaduras en compresión, para poder tenerlas en cuenta en el cálculo será preciso que vayan sujetas por cercos o estribos, cuya separación  $s$  sea igual o inferior a quince veces el diámetro  $\phi_d$  de la barra comprimida más delgada y cuyo diámetro  $\phi_c$  sea igual o superior a  $1/4 \phi_d$ , siendo  $\phi_s$  el diámetro de la barra comprimida más gruesa. Si la separación  $s$  entre cercos es inferior a  $15 \phi_d$ ,

su diámetro  $\phi$ , podrá disminuirse de tal forma que la relación entre la sección del cerco y la separación  $s$  siga siendo la misma que cuando se adopta

$$\phi_s = \frac{1}{4} \phi_c \text{ y } s = 15 \phi_d$$

La armadura pasiva longitudinal resistente, o la de piel, habrá de quedar distribuida convenientemente, de forma que la distancia entre dos barras consecutivas cumpla las siguientes limitaciones:

- $s \leq 50 \text{ cm}$ ,
- $s \leq$  tres veces el espesor bruto de la parte de la sección del elemento alma o alas, en las que vayan situadas.

COMENTARIOS

La limitación impuesta a la armadura de tracción aparece justificada por la necesidad de evitar que, debido a la insuficiencia de dicha armadura para asegurar la transmisión de los esfuerzos en el momento en que el hormigón se fisura, pueda romperse la pieza sin aviso previo al alcanzar el hormigón su resistencia en tracción.

ARTICULO 48. CALCULO RESISTENTE DE SECCIONES SOMETIDAS A SOLICITACIONES TANGENTES

48.1. Resistencia a esfuerzo cortante

48.1.1. Consideraciones generales

Dados los conocimientos actuales sobre la resistencia de las estructuras de hormigón frente a esfuerzos cortantes se establece un método general de cálculo, llamado «regla de cosido» (48.1.2) que deberá utilizarse en todos aquellos elementos estructurales o partes de los mismos que, presentando estados planos de tensión o asimilables a tales, estén sometidos a solicitaciones tangentes según un plano conocido y no correspondan a los casos particulares tratados de forma explícita en esta Instrucción, tales como elementos lineales (48.1.3), placas y losas (48.1.4).

COMENTARIOS

La «regla de cosido» a que se refiere el articulado no es más que una generalización del método de las bielas de Ritter-Morsch que proporciona resultados que se sitúan del lado de la seguridad respecto a los deducidos experimentalmente. Por ello, siempre que existe un número suficientemente grande de tales resultados experimentales como para permitir, de forma segura, deducir métodos de cálculo con los que se consigue aprovechar mejor la capacidad resistente de los elementos estructurales ensayados, aquéllos se proponen en la presente Instrucción como métodos particulares de cálculo. Tal ocurre, en particular, con las vigas o elementos lineales, sometidos a flexión simple o compuesta, de cuya extensa experimentación se ha podido extraer un profundo conocimiento de su comportamiento resistente. La misma razón ha conducido a dar un tratamiento particular, en el marco de este artículo a las estructuras superficiales planas sometidas a cargas normales a su plano.

48.1.2. Regla de cosido

Toda sección de un elemento, según un plano P cualquiera; sobre la que las acciones exteriores originan tensiones tangenciales debe ser atravesada por armaduras transversales (de cosido), convenientemente ancladas a ambos lados de aquel plano P, calculadas según la expresión siguiente (regla de cosido. Véase fig. 48.1.2).

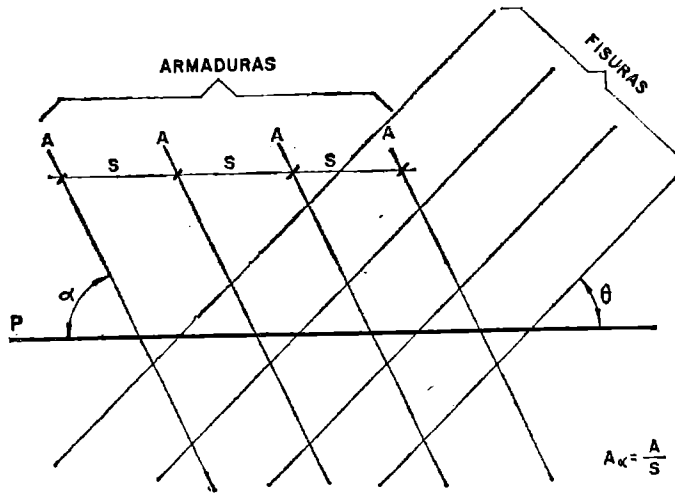


Fig. 48.1.2

$$\sum A_a \cdot f_{ya,d} \cdot \text{sen } \alpha \cdot (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta) \geq \tau_d \cdot b_0$$

La notación utilizada tanto en este apartado como en todos los del 48.1 es la siguiente:

- b₀ = anchura neta del elemento, es decir, descontando huecos, si los hay;
- Aₐ = sección por unidad de longitud, según el plano P, de cada grupo de armaduras transversales que atraviesan el plano P y forman un ángulo α con el mismo.
- f<sub>ya,d</sub> = resistencia de cálculo de las armaduras transversales, igual a:

- Para armaduras pasivas:
  - f<sub>ya,d</sub> > 4.200 kp/cm²
- Para armaduras activas:
  - Si están aisladas, f<sub>py,d</sub> > σ<sub>p,∞</sub> + 4.200 kp/cm²
  - Si están combinadas con pasivas, el menor de los dos valores:

$$f_{py,d} \cdot \sigma_p \infty + f_{yd} \text{ con } f_{yd} > 4.200 \text{ kp/cm}^2$$

τ<sub>d</sub> = tensión tangencial de cálculo en el Plano P, a partir de la anchura neta b₀.

θ = ángulo de inclinación sobre el plano P, de las fisuras oblicuas posibles deducido de la expresión:

$$\text{cotg } \theta = \frac{\sqrt{f_{ct,k}^2 - f_{ct,k} (\sigma_{xd} + \sigma_{yd}) + \sigma_{xd} \sigma_{yd}}}{f_{ct,k} - \sigma_{yd}}$$

siendo:

- f<sub>ct,k</sub> = resistencia de proyecto a tracción del hormigón;
- σ<sub>xd</sub>, σ<sub>yd</sub> = tensiones normales de cálculo, paralela y perpendicular a P respectivamente.

Las tensiones σ<sub>xd</sub>, σ<sub>yd</sub> y τ<sub>d</sub> se obtendrán a partir de las acciones de cálculo, incluido el pretensado, de acuerdo con la Teoría de la Elasticidad y en el supuesto de hormigón no fisurado.

Por otra parte, para asegurar que no se produce el agotamiento por compresión del hormigón deberá comprobarse:

$$\tau_d \leq 0.6 \cdot f_{cd} \cdot \text{sen}^2 \theta \cdot (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta)$$

COMENTARIOS

La «regla de cosido» es una generalización de la teoría de las bielas de Ritter-Mörsch, estableciendo un criterio para definir el ángulo θ de inclinación de las bielas, que queda del lado de la seguridad.

En el caso de que el ángulo α sea de 90° o de 45°, la expresión que proporciona la armadura se transforma en:

$$\text{— para } \alpha = 90^\circ, \sum A_{90} \cdot f_{ya,d} = \frac{\tau_d \cdot b_0}{\text{cotg } \theta}$$

$$\text{— para } \alpha = 45^\circ, \sum A_{45} \cdot f_{ya,d} = \tau_d \cdot b_0 \frac{\sqrt{2}}{1 + \text{cotg } \theta}$$

En el caso frecuente de que σ<sub>pd</sub> = 0, la expresión de cotg θ es:

$$\text{cotg } \theta = \sqrt{1 - \frac{\sigma_{xd}}{f_{ct,k}}}$$

Se recuerda que en las expresiones del articulado se consideran positivas las tensiones de tracción y negativas las de compresión. La resistencia f<sub>ct,k</sub> se considera siempre como un valor positivo.

48.1.3. Resistencia a esfuerzo cortante de elementos lineales

Las prescripciones incluidas en los diferentes párrafos de este apartado son de aplicación exclusivamente a elementos lineales sometidos a esfuerzos combinados de flexión, cortante y axil (compresión o tracción).

A los efectos de este apartado se entiende por elementos lineales a aquellos cuya distancia entre puntos de momento nulo es igual o superior a dos veces su canto total y cuya anchura es igual o inferior a cinco veces dicho canto, pudiendo ser su directriz recta o curva.

COMENTARIOS

48.1.3.1. Definición de la sección

Para los cálculos correspondientes al estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante, las secciones se considerarán con sus dimensiones reales en la fase analizada. Excepto en los casos en que se indique lo contrario, la sección resistente del hormigón se obtiene a partir de las dimensiones de la pieza, deduciendo los huecos correspondientes a los conductos de pretensado que cruzan la sección y que no podrán considerarse como resistentes, aunque estén rellenos por la inyección correspondiente. En particular, el espesor neto del alma de una pieza en una fibra determinada se obtiene deduciendo de su espesor bruto la suma de diámetros de las vainas situadas en dicha fibra.

COMENTARIOS

Para piezas de formas especiales, cuya sección transversal no sea rectangular, en T o en I, el proyectista podrá asimilarlas a piezas ficticias de alguna de aquellas secciones, haciendo tal asimilación de forma que se asegure que la resistencia del elemento real sea igual o superior a la del ficticio supuesto. En este caso, las dimensiones de la sección a que se hace referencia en este apartado serán las de la sección ficticia considerada.

48.1.3.2. Esfuerzo cortante reducido

Las comprobaciones relativas al estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante pueden llevarse a cabo a partir del esfuerzo cortante reducido, V<sub>rd</sub>, dado por la siguiente expresión:

$$V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd}$$

donde:

- V<sub>d</sub> = valor del cálculo del esfuerzo cortante, producido por las acciones exteriores;
- V<sub>pd</sub> = valor del cálculo de la componente de la fuerza de pretensado paralela a la sección en estudio, tomada dicha fuerza con su valor ponderado;
- V<sub>cd</sub> = valor de cálculo de la componente paralela a la sección, de la resultante de tensiones normales, tanto de compresión como de tracción, sobre las fibras longitudinales de hormigón, en piezas de sección variable.

COMENTARIOS

El término V<sub>pd</sub> se deduce del pretensado con su valor medio y sin incluir un coeficiente de minoración γ<sub>p</sub> > 1, para tener en

cuenta, en cierto modo, el incremento de la tensión final de la armadura activa cuando el hormigón se descomprime. (Véase artículo 41.)

48.1.3.3. Definición de las zonas de comprobación

A efectos de las comprobaciones relativas al agotamiento por esfuerzo cortante se distinguen dos zonas:

- Zona AB, caracterizada por la condición:

$$\sigma_{ct,d} < f_{ct,k}$$

- Zona C, caracterizada por la condición:

$$\sigma_{ct,d} \geq f_{ct,k}$$

siendo:

$\sigma_{ct,d}$  = la tensión normal que aparece en la fibra extrema de la cabeza más traccionada o menos comprimida, determinada en el supuesto de comportamiento elástico de los materiales y de integridad del hormigón, bajo la actuación de los esfuerzos normales de cálculo más desfavorables.

COMENTARIOS

El mecanismo de resistencia de una viga a esfuerzo cortante depende esencialmente de su modo de fisuración bajo las acciones de cálculo. En principio convendría distinguir las tres zonas siguientes:

- Zona A, en la cual el agotamiento por cortante aparece sin fisuración de ninguna clase. Esta zona se encuentra, en la mayoría de los casos, en las proximidades de los apoyos simples y de los puntos de momento nulo, donde el pretensado basta para limitar, en toda la altura de la sección, los valores de las tensiones principales de tracción por debajo de la resistencia de rotura del hormigón a tracción. La rotura por cortante, en esta zona, aparece por compresión principal en el alma.
- Zona B, en la cual, antes de producirse el agotamiento por esfuerzo cortante, y sin que se fisure la cabeza de tracción, aparecen fisuras inclinadas, que nacen en el alma cuando la tensión principal de tracción  $\sigma_t$ , calculada en el supuesto de integridad del hormigón, alcanza el valor de la resistencia a tracción del mismo. En este caso, al alcanzarse la rotura, tanto la fisuración del alma como la redistribución del mecanismo resistente de la pieza quedan muy limitados.
- Zona C, en la cual las fisuras inclinadas, que aparecen generalizadas al sobrevenir el agotamiento resistente, se desarrollan a partir de las fisuras de flexión, en aquellas zonas donde los momentos flectores son grandes o el pretensado escaso. En este caso, tanto la fisuración como la redistribución de esfuerzos interiores, buscando un mecanismo resistente adecuado, son muy amplias, resultando para estas zonas un comportamiento más similar al de las piezas de hormigón simplemente armado.

Las dos zonas A y B se han agrupado, a efectos de comprobación, en una sola, AB, razón por la cual el criterio de separación de las zonas AB y de la zona C lo determina exclusivamente la posibilidad de fisuración por flexión de la sección.

48.1.3.4. Comprobaciones que hay que realizar

El estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante puede alcanzarse, ya sea por agotarse la resistencia a compresión del alma o por agotarse su resistencia a tracción. En consecuencia, es necesario comprobar que se cumple simultáneamente:

$$\begin{aligned} V_{rd} &\leq V_{u1} \\ V_{rd} &\leq V_{u2} \end{aligned}$$

donde:

- $V_{rd}$  = esfuerzo cortante reducido de cálculo definido en 48.1.3.2;
- $V_{u1}$  = esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma;
- $V_{u2}$  = esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

COMENTARIOS

48.1.3.4.1. Obtención de  $V_{u1}$

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua se deduce de la siguiente expresión:

$$V_{u1} = 0,60 f_{ct} \cdot \text{sen}^2 \theta (\cotg \alpha + \cotg \theta) b_w \cdot d_1$$

expresión en la que  $\cotg \alpha \geq 0,6$  y  $d_1$  es el canto útil de la sección definido en 48.1.3.4.2.

COMENTARIOS

48.1.3.4.2. Obtención de  $V_{u2}$

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale:

$$V_{u2} = V_{su} + V_{cu}$$

donde:

- $V_{su}$  = contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante;
- $V_{cu}$  = contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

a) Cálculo de  $V_{su}$ :

$$V_{su} = \Sigma A_s \cdot f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_1 \cdot \text{sen} \alpha (\cotg \alpha + \cotg \theta)$$

donde:

$$\cotg \theta = \frac{\sqrt{f_{ct,k}^2 - f_{ct,k} (\sigma_{td} + \sigma_{yd}) + \sigma_{td} \cdot \sigma_{yd}}}{f_{ct,k} - \sigma_{yd}}$$

sin limitación alguna en la zona AB y con la limitación  $0,5 \leq \cotg \theta \leq 2$  en la zona C.

$d_1$  = distancia entre el paramento más comprimido y la armadura, activa o pasiva, sobre la que se cierran los estribos.  $\sigma_{td}$  y  $\sigma_{yd}$  se obtendrán en la fibra baricéntrica de la sección.

b) Cálculo de  $V_{cu}$ :

En la zona C:

$$\begin{aligned} V_{cu} &= V_{cu0} \left[ 1 + \frac{M_0}{M_d} (2 - \cotg \theta) \right] \\ \left[ 1 - \frac{V_{rd}}{3V_{cu0}} (\cotg \theta - 1) \right] &\leq 0 \end{aligned}$$

donde:

Con la limitación:

$$\left[ 1 + \frac{M_0}{M_d} (2 - \cotg \theta) \right] \geq 2$$

donde:

- $M_0$  = momento de descompresión de la sección en estudio;
- $M_d$  = momento de cálculo concomitante con  $V_d$ ;
- $V_{cu0} = f_{ct} \cdot b_w \cdot b_2$ , con  $f_{ct} = 0,5 \sqrt{f_{cd}}$ , y siendo  $d_2$  la distancia entre la cara más comprimida y el centro de gravedad de la resultante de tracción en la armadura principal de flexión.

En la zona AB puede considerarse que cualquiera que sea el valor de  $\cotg \theta$ :

$$V_{cu} = V_{cu0}$$

Cuando en el cálculo de  $V_{rd}$  se tenga en cuenta la reducción por el término  $V_{cd}$  —ver 48.1.3.2— se tomará, en cualquier caso,  $V_{cu} = 0$ .

COMENTARIOS

Si la fibra baricéntrica queda situada en una de las dos cabezas de la sección, en el cálculo de  $\cotg \theta$  se utilizarán los valores de  $\sigma_{td}$  y  $\sigma_{yd}$  que aparecen en la fibra de unión del alma con la cabeza correspondiente, siempre que aquellos valores sean inferiores a los obtenidos en la baricéntrica.

Los cálculos correspondientes al estado límite de agotamiento, por cortante en un elemento lineal, están basados en el método clásico de Ritter-Morsch, teniendo en cuenta una inclinación de la fisura sobre el eje de la viga variable según la compresión longitudinal aplicada y tomando en consideración la aportación de la cabeza comprimida a la resistencia frente a esfuerzos cortantes, deducida de resultados experimentales, aportación que se introduce a través del término  $V_{cu}$ .

Conviene recordar, al igual que se hizo en el comentario del 48.1.2, que en el caso frecuente de pretensado transversal nulo ( $\sigma_{yd} = 0$ ), la expresión de  $\cotg \theta$  es:

$$\cotg \theta = \sqrt{1 - \frac{\sigma_{xd}}{f_{ot,k}}}$$

Hay que tener en cuenta que si el esfuerzo normal sobre la sección es de tracción, el término  $\frac{M_o}{M_d}$  se puede hacer negativo, por lo que se recomienda que si N es de tracción se considere  $V_{cu} = 0$ .

48.1.3.4.3. Casos especiales de carga

A los efectos exclusivos de las comprobaciones de 48.1.3.4.1 y 48.1.3.4.2, y cuando sobre dos caras opuestas de una pieza actúan una carga y una reacción a una distancia entre ellas no mayor de 0,75 h, la fracción de la carga equilibrada por todo o parte de la reacción podrá no ser tenida en cuenta en la región de la pieza comprendida entre esas dos fuerzas.

Cuando somete una viga a una carga colgada, aplicada a un nivel tal que queda fuera de la cabeza de compresión de la viga, se dispondrán las oportunas armaduras transversales (armaduras de suspensión), convenientemente ancladas, para transferir el esfuerzo correspondiente a aquella cabeza de compresión.

Por otra parte, en las zonas extremas de las piezas pretensadas y, en especial, en los casos de armaduras activas pretesas ancladas por adherencia, será necesario estudiar el efecto de la introducción progresiva de la fuerza de pretensado en la pieza, valorando esta fuerza en cada sección con arreglo a lo indicado en el artículo 50.

COMENTARIOS

El efecto de la fuerza de pretensado en la comprobación a cortante es doble, ya que reduce el esfuerzo aplicado al hormigón ( $V_{rd}$ ) e introduce tensiones normales de compresión en la sección que son favorables, en cuanto que ayudan a reducir las tensiones principales de tracción y a situar la zona en estudio de la pieza en zona AB (ver 48.1.3.4). Es, pues, necesario valorar prudentemente aquella fuerza de pretensado. Por ello se llama la atención sobre el hecho de que en las zonas de una pieza próximas al anclaje de las armaduras activas, particularmente cuando tal anclaje se realiza exclusivamente por adherencia, la fuerza de pretensado crece progresivamente desde un valor nulo en la sección extrema hasta alcanzar su valor total a una cierta distancia de la misma. Es frecuente que las secciones de apoyo se encuentren incluidas en esta zona, y al comprobarlas a esfuerzo cortante será preciso tener en cuenta el valor reducido de aquella fuerza de pretensado.

48.1.3.5. Disposiciones relativas a las armaduras

48.1.3.5.1. Armaduras transversales

La separación  $s_t$  entre armaduras transversales deberá cumplir las condiciones:

$$\begin{aligned} s_t &\leq 30 \text{ cm} \\ s_t &\leq 0,85 d_1 \\ s_t &\leq 3 b \end{aligned}$$

siendo  $d_1$  el valor definido en 48.1.3.4.2. Además, si existe armadura de compresión y se tiene en cuenta en el cálculo, los cercos o estribos cumplirán las prescripciones de 47.8.

En todos los casos se prolongará la colocación de cercos o estribos en una longitud igual a medio canto de la pieza, más allá de la sección en la que teóricamente dejen de ser necesarios.

Todo elemento lineal debe llevar una armadura transversal, llamada de alma, compuesta de barras paralelas a las caras laterales del alma y ancladas eficazmente en una y otra cabeza.

Estas armaduras deben formar con el eje de la viga un ángulo comprendido entre 45° y 90°, inclinadas en el mismo sentido que la tensión principal de tracción producida por las cargas exteriores al nivel del centro de gravedad de la sección de la viga supuesta no fisurada.

Las armaduras que constituyen la armadura transversal pueden ser activas o pasivas, aisladas o combinadas.

La cuantía mínima de tales armaduras debe ser tal que se cumpla la relación:

$$\Sigma \frac{A_a \cdot f_{y0,d}}{\text{sen } \alpha} \geq 0,02 \cdot f_{ct} \cdot b$$

donde:]

b = espesor bruto del alma.

COMENTARIOS

48.1.3.5.2. Armaduras longitudinales

Las armaduras longitudinales de flexión, activas y pasivas, situadas a una distancia  $d_1$  respecto a la cara más comprimida, han de ser capaces de absorber un incremento de tracción respecto a la producida por  $M_d$  igual a:

$$\Delta T = (V_{rd} - \frac{V_{su}}{2}) \cotg \theta$$

En particular, si toda la armadura activa se ha alejado de la fibra más traccionada y no se ha previsto armadura pasiva que colabore a la resistencia a flexión, será necesario colocar una armadura pasiva longitudinal, abrazada por los estribos, con una sección mínima igual a:

$$A_{s1} \cdot f_{yd} = (V_{rd} - \frac{V_{su}}{2}) \cotg \theta$$

Las prescripciones anteriores no son necesarias en las zonas AB de un elemento lineal.

Se recuerda también la conveniencia de disponer armaduras de piel longitudinales en piezas de canto superior a 80 cm.

COMENTARIOS

48.1.3.6. Unión de las alas de una viga con el alma

Para el cálculo a tensiones tangenciales en las alas de las cabezas de vigas en T, I, en cajón o similares se aplicará la regla de cosido de 48.1.2. La tensión  $\tau_d$  a que se hace referencia en dicha regla es la tensión tangencial media de cálculo que aparece en el plano P, paralelo al alma, de arranque de las alas, o en otro plano cualquiera paralelo al de arranque si resulta más desfavorable.

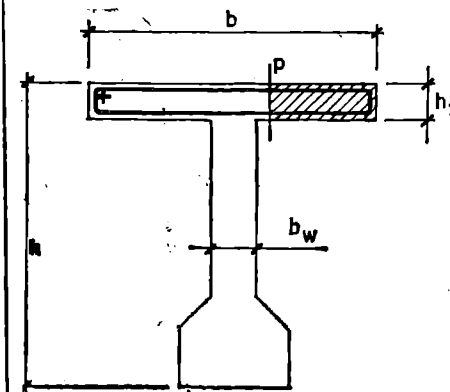
COMENTARIOS

El valor de  $\tau_d$  se obtiene a partir del esfuerzo que debe ser transmitido al alma por unidad de longitud. Este esfuerzo corresponderá a la compresión en el hormigón, para las cabezas comprimidas, y a la tracción en las armaduras, para las traccionadas.

Por tanto, y de forma aproximada, se pueden obtener los valores de  $\tau_d$  mediante las siguientes expresiones:

a) Ala comprimida (fig. 48.1.3.6.a):

$$\tau_d = V_{rd} \frac{b - b_w}{2b} \frac{1}{0,8 h \cdot h_f}$$



Es posible tener en cuenta el efecto favorable de las tensiones normales utilizando en el cálculo de la regla de cosido una compresión  $\sigma_{cd}$ , deducida para la fibra media de dicha cabeza y para la hipótesis de carga utilizada para la obtención de  $\tau_d$ .

Fig. 48.1.3.6.a

b) Ala traccionada (fig. 48.1.3.6.b):

$$\tau_{td} = V_{td} \frac{A_0}{A} \frac{1}{0,8 h \cdot h_f}$$

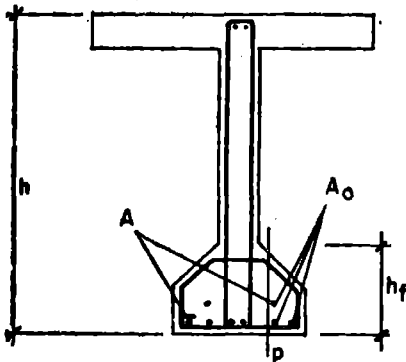


Fig. 48.1.3.6.b

siendo A la sección de armadura de tracción total y A<sub>0</sub> la sección de la misma armadura que queda, por fuera de los cercos del alma, del lado del plano «B».

Se supondrá, en cualquier caso,  $\sigma_{td} = 0$ .

Es recomendable en cabezas de tracción con vuelos importantes

distribuir uniformemente la armadura principal de tracción por dichos vuelos.

(Continuará.)

## MINISTERIO DEL EJERCITO

15425

REAL DECRETO 1609/1977, de 13 de mayo, sobre declaración de aptitud para el ascenso en régimen ordinario de Oficiales Generales y particulares en el Grupo de Mando de Armas de las Escalas Activas del Ejército y Cuerpo de la Guardia Civil y sus asimilados.

La Ley número treinta/mil novecientos setenta y tres, de diecinueve de diciembre, que modifica en su redacción los artículos quinto, trece, catorce y dieciséis y suprime el octavo de la Ley número doce/mil novecientos sesenta y uno, aconseja la publicación de un Decreto que recoja las modificaciones introducidas por la primera de las citadas Leyes, y manteniendo el espíritu del Decreto número tres mil ciento ochenta y uno/mil novecientos sesenta y seis, de veintidós de diciembre, que fija las condiciones o aptitudes para el ascenso de los Generales, Jefes y Oficiales de las Escalas Activas del Ejército y Cuerpo de la Guardia Civil, se actualice la designación de los distintos Organismos y Unidades del Ejército de acuerdo con la actual organización y se incluyan algunas modificaciones aconsejadas por la experiencia adquirida desde la fecha de publicación del anterior Decreto.

En su virtud, de conformidad con el Consejo de Estado, a propuesta del Ministro del Ejército y previa deliberación del Consejo de Ministros en su reunión del día trece de mayo de mil novecientos setenta y siete,

DISPONGO:

Artículo primero.—Los Oficiales Generales y particulares de las Armas y del Cuerpo de la Guardia Civil, pertenecientes a las Escalas Activas, grupo de «Mando de Armas» y los de las Escalas Activas de los Cuerpos y sus asimilados, ascenderán en régimen ordinario al empleo superior inmediato, con ocasión de vacante que corresponda dar al ascenso si están declarados aptos para el mismo, con arreglo a las condiciones que se fijan en este Decreto y a las normas complementarias que el Ministro del Ejército dicte para su desarrollo.

Artículo segundo.—A los Jefes y Oficiales declarados aptos para el ascenso se les otorgará por riguroso orden de antigüedad, hasta el empleo de Coronel inclusive.

Dicho orden de antigüedad debe ser concordante con el orden de escalafonamiento, por lo que la alteración de cualquiera de ambas órdenes, en virtud de las disposiciones vigentes, debe reflejarse automáticamente en el otro, en medida equivalente.

El ascenso al Generalato, en sus empleos de Brigada y División o asimilados y de Teniente General, será por elección en las condiciones que se determinan en el presente Decreto.

Artículo tercero.—Para obtener la declaración de aptitud se establecen:

A) Condiciones generales:

Primera.—Estar bien conceptualizado en la hoja de servicios.

Segunda.—Haber cumplido el tiempo mínimo de efectividad, de destino y de mando en las Armas y en el Cuerpo de la Guardia Civil y de efectividad y destino en los demás Cuerpos del Ejército, que para cada empleo se determinan en el artículo quinto del presente Decreto, y en las condiciones que se establecen en el mismo.

Tercera.—Haber superado, además, las pruebas de aptitud que convenga exigir para garantizar una adecuada utilización de medios y procedimientos propios de cada empleo, surgidos como consecuencia de la evolución de la técnica militar.

B) Condiciones particulares:

Primera.—Aprobar el curso de aptitud para ascenso a la categoría de Jefe (al empleo de Comandante) y haber cumplido, en uno, o entre los dos empleos de Oficial, cinco años de mando de Unidad armada de las comprendidas en el apartado dos del grupo I definido en el artículo sexto de este Decreto; de ellos, uno como mínimo en el empleo de Capitán y precisamente al mando de Unidad tipo Compañía.

El curso será realizado en el empleo de Capitán.

En los Cuerpos, sólo se exigirá el curso de aptitud en aquellos que se estime necesario.

Segunda.—Para el ascenso al empleo de Coronel, de las Armas, haber estado destinado, entre los empleos de Comandante y Teniente Coronel, como mínimo, un año sin solución de continuidad, en las Unidades señaladas en el apartado dos del grupo I del artículo sexto de este Decreto. Para el ascenso a este empleo en el Cuerpo de la Guardia Civil, será condición precisa el haber ejercido el mando de Comandancia en el empleo de Teniente Coronel o Comandante, durante un tiempo no inferior a dos años.

Tercera.—Para ascenso al empleo de General de Brigada, de las Armas, haber superado el reconocimiento médico previo y el curso básico para mandos superiores y tener cumplidos, en uno o entre los tres empleos de Jefe, cinco años de mando de Unidad Armada de las comprendidas en el apartado dos del grupo I definido en el artículo sexto de este Decreto; de ellos, uno en el empleo de Teniente Coronel o en el de Coronel y precisamente al mando de Unidad tipo Batallón o Regimiento; de las comprendidas en la condición sexta de este apartado B). El ascenso a este empleo en el Cuerpo de la Guardia Civil estará condicionado a la obligatoriedad de asistir, previo reconocimiento médico, al curso básico de mandos superiores, con carácter informativo, y a haber ejercido el mando en el empleo de Coronel durante un tiempo no inferior a un año en alguna de las Unidades, Centros o Academias que a continuación se señalan:

Tercio, Academia Especial, Centro de Instrucción, Colegio de Guardias Jóvenes y Agrupación de Tráfico.

El curso será realizado en el empleo de Teniente Coronel o en el de Coronel.

Para el ascenso a General de Brigada o asimilado de los Cuerpos, superar el curso de Logística u otros que puedan establecerse a tal fin.

Cuarta.—Los Jefes y Oficiales diplomados de Estado Mayor podrán computar tres años de los cinco de mando necesarios para el ascenso a Comandante o a General de Brigada, por otros tantos servidos en vacantes asignadas en plantilla. Se exceptúa de dicha convalidación el año de mando de Unidad tipo Compañía, y el de Unidad independiente tipo Batallón o Regimiento.

Quinta.—El tiempo permanecido como alumno concurrente en los cursos de aptitud para el ascenso a Jefe, en el básico de mandos superiores, cualquiera que sea el empleo que se ostente al realizarlo, en los de la Escuela de Estado Mayor y otros que traigan consigo la concesión de diplomas o títulos de carácter táctico o logístico, será considerado como tiempo de mando de Unidad armada, a efectos del cumplimiento de los tiempos de mando necesarios para el ascenso, tanto en el empleo superior como a Jefe o a General, y excepción hecha de los años de mando de Unidad tipo Compañía, Batallón o Regimiento, no computables.