

Hecho en Madrid el 10 de noviembre de 1975, en dos ejemplares, redactados en idiomas español y francés, ambos igualmente auténticos.

Por la Organización Mundial del Turismo,
M. Robert C. Lonati
Secretario general de la Organización

Por el Gobierno español,
Pedro Cortina Mauri
Ministro de Asuntos Exteriores

El presente convenio entró en vigor el 2 de junio de 1977, fecha del intercambio de los instrumentos acreditativos del cumplimiento de los respectivos requisitos constitucionales, de conformidad con lo establecido en su artículo 28, apartado 2. Lo que se hace público para conocimiento general.

Madrid, 6 de junio de 1977.—El Secretario general técnico, Fernando Arias-Salgado y Montalvo.

PRESIDENCIA DEL GOBIERNO

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

35.9. Fluencia del hormigón

La deformación total producida en un elemento de hormigón es suma de diversas deformaciones parciales, que pueden clasificarse como sigue:

Deformaciones	Dependientes de la tensión		Independientes de la tensión
	Instantáneas	Diferidas (fluencia)	
Reversibles	Elásticas	Elásticas diferidas	Termohigrométricas Retracción
Irreversibles	Remanentes	Plásticas diferidas	

De un modo simplificado se engloban en el concepto de fluencia todas las deformaciones diferidas, elásticas y plásticas que dependen de la tensión. De un modo simplificado también la deformación por fluencia puede considerarse proporcional a la deformación elástica instantánea calculada esta última a partir de un módulo de deformación longitudinal del hormigón (véase 35.7) igual a:

$$E_c = 19.000 \sqrt{f_{ck}}$$

Para una evaluación aproximada de la fluencia habrían de tenerse en cuenta las diversas variables que influyen en el fenómeno, en especial: grado de humedad ambiente, espesor o menor dimensión de la pieza, composición del hormigón, edad del hormigón en el momento de su entrada en carga y, naturalmente, el tiempo transcurrido desde ese momento, lo que marca la duración del fenómeno.

COMENTARIOS

Para unas condiciones medias puede suponerse que la deformación total final (suma de la instantánea y la diferida o de fluencia a tiempo muy grande) es del orden de tres o cuatro veces la deformación elástica instantánea. Si se desea una evaluación más aproximada habrán de tenerse en cuenta las variables citadas en el articulado; lo que puede hacerse del modo que a continuación se indica:

1.º La deformación diferida o de fluencia ϵ_t viene dada por:

$$\epsilon_t = \varphi_t \cdot \frac{\sigma}{E_c}$$

donde:

φ_t = coeficiente de evolución de la fluencia;

σ = tensión constantemente aplicada;

E_c = módulo de deformación longitudinal del hormigón a 28 días de edad.

Según 35.7, este módulo vale:

$$E_c = 19.000 \sqrt{f_{ck}}; (E_c \text{ en } \text{kp/cm}^2)$$

siendo:

f_{ck} = resistencia de proyecto del hormigón a compresión, expresada en kp/cm^2 .

2.º El coeficiente φ_t consta de dos sumandos: uno que corresponde a la deformación plástica diferida φ_p ($\beta_1 - \beta_2$) y otro que corresponde a la deformación elástica diferida $0,4 \beta'$. Por consiguiente:

$$\varphi_t = \varphi_p (\beta_1 - \beta_2) + 0,4 \beta'$$

3.º El coeficiente φ_p toma el valor básico dado en la tabla 35.9.1. Los coeficientes β_1 y β_2 reflejan la evolución en el tiempo de la deformación plástica diferida y se toman del gráfico de la figura 35.9.1, siendo t el instante para el cual se evalúa la fluencia y j la edad del hormigón en el momento de la puesta en carga, ambos expresados en días a partir de la confección del hormigón.

4.º Las curvas de la figura 35.9.1 corresponden a distintos espesores ficticios de la pieza e , que se calculan mediante la expresión:

$$e = \alpha \frac{2A}{u}$$

siendo:

α = coeficiente dado en la tabla 35.9.1;

A = área de la sección transversal del elemento;

u = perímetro de la sección transversal que está en contacto con la atmósfera. Si una de las dimensiones de la sección es muy grande con respecto a la otra, el espesor ficticio (abstracción hecha del coeficiente corrector por ambiente α) coincide sensiblemente con el real.

5.º En el eje de abscisas del gráfico de la figura 35.9.1 aparece la edad teórica del hormigón en días t . Si el hormigón está sometido a temperaturas normales, la edad teórica coincide con la real. Si no es así se tomará como edad teórica t la dada por la expresión:

$$t = \frac{\sum (T + 10)_j}{30}$$

donde:

j = número de días durante los cuales el endurecimiento se efectúa a una temperatura de T grados centígrados.

TABLA 35.9.1

Valor básico φ_p de la fluencia y valor del coeficiente α

Ambiente	Humedad relativa aproximada (porcentaje)	φ_p	α
En el agua	100	0,8	30
En atmósfera muy húmeda	90	1,3	5
En ambiente medio	70	2,0	1,5
En atmósfera seca	40	3,0	1,0

6.º El coeficiente β' refleja la evolución en el tiempo de la deformación elástica diferida y se toma del gráfico de la figura 35.9.2 en función de la duración $t-j$ del efecto de fluencia, en días.

7.º Si el hormigón ha sido amasado con gran exceso de agua, la deformación plástica diferida puede alcanzar un valor mayor del indicado, al menos, en un 25 por 100. Por el contrario, en hormigones muy secos tal deformación suele ser inferior a la calculada en un 25 por 100. La deformación elástica diferida no experimenta alteración por este concepto. La corrección afecta, por consiguiente, sólo al primer sumando de φ_t .

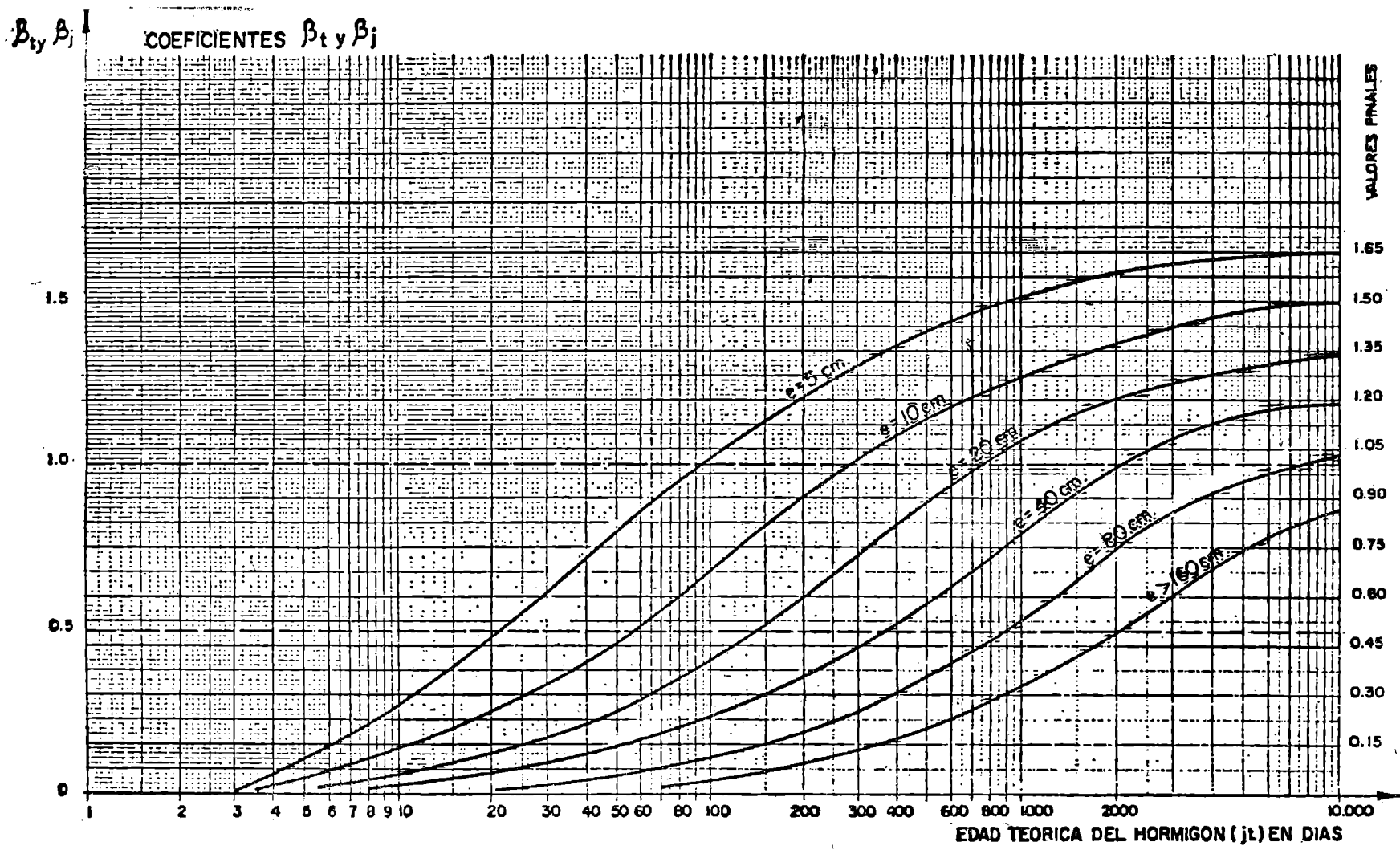


Fig. 35.9.1

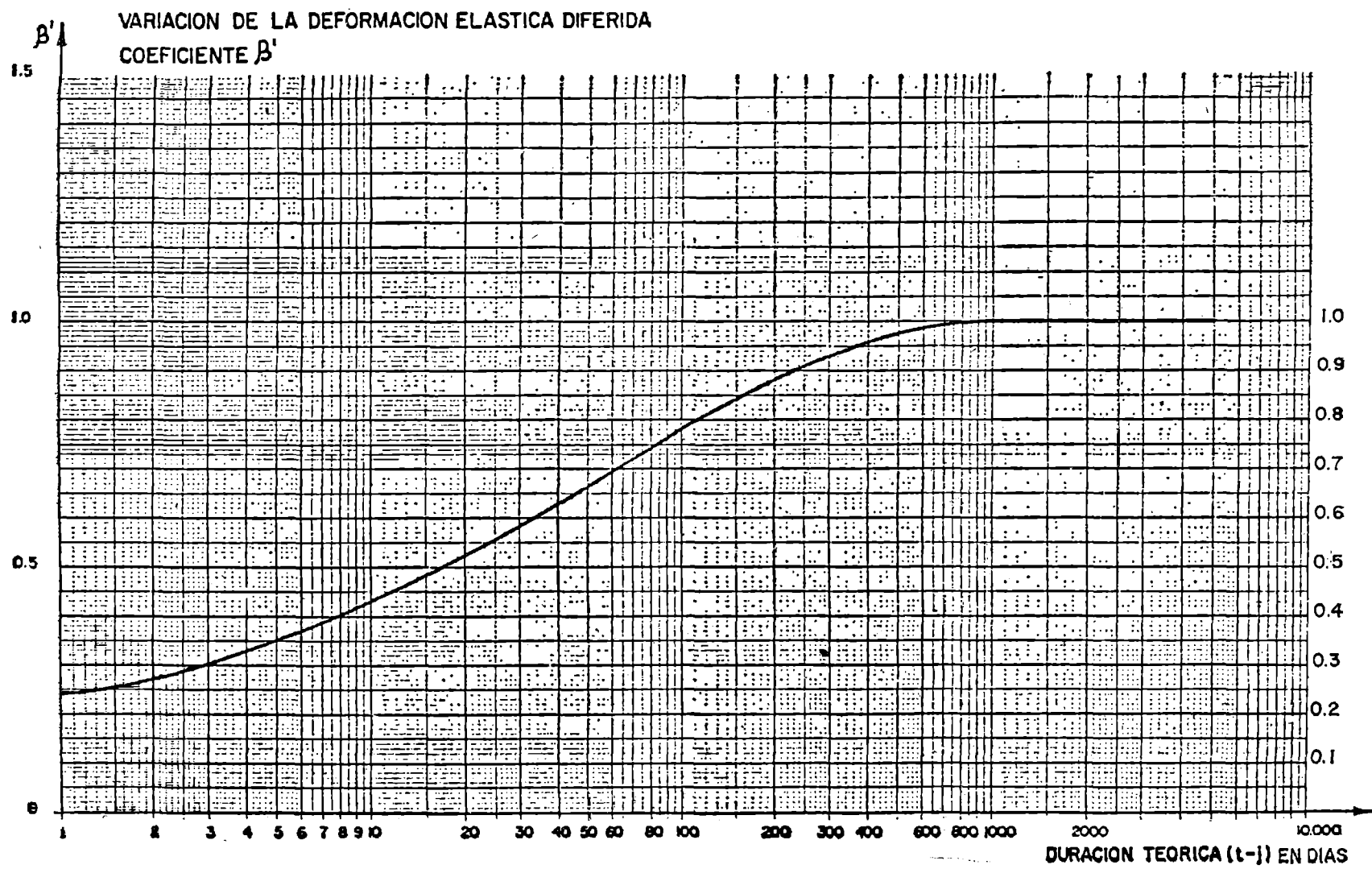


Fig. 35.0.2

35.10. *Coefficiente de Poisson*

Para el coeficiente de Poisson, relativo a las deformaciones elásticas bajo tensiones normales de utilización, se tomará un valor medio igual a 0,20. En ciertos cálculos puede despreciarse el efecto de la dilatación transversal.

COMENTARIOS

35.11. *Coefficiente de dilatación térmica*

El coeficiente de dilatación térmica del hormigón armado se tomará igual a 10^{-5} .

COMENTARIOS

Los ensayos han demostrado que este coeficiente puede variar en una proporción relativamente elevada (del orden de ± 30 por 100). Dicho coeficiente depende de la naturaleza del cemento, de la de los áridos, de la dosificación de la higrometría y de las dimensiones de las secciones.

Por lo que respecta a los áridos, los valores más bajos se obtienen con áridos calizos y los más elevados con áridos silíceos.

ARTICULO 36. ADHERENCIA DE LAS ARMADURAS ACTIVAS AL HORMIGON

Las longitudes de anclaje y de transmisión por adherencia de las armaduras de pretensado, a excepción de los alambres lisos, las proporcionará y garantizará el fabricante. Se recomienda que, en lo posible, tal garantía venga avalada por el oportuno certificado de homologación expedido por un laboratorio oficial.

Cuando las condiciones de utilización de las armaduras sean distintas a las de homologación o no se haya realizado ésta, las longitudes de anclaje y de transmisión deberán determinarse por medio de ensayos.

COMENTARIOS

Se entiende por longitud de transmisión de una armadura dada, la necesaria para transferir al hormigón por adherencia la fuerza de pretensado introducida en dicha armadura, y por longitud de anclaje, la necesaria para garantizar la resistencia del anclaje por adherencia, hasta la rotura del acero.

Las longitudes de anclaje y de transmisión por adherencia de las armaduras de pretensado dependen fundamentalmente de tres factores:

- diámetro de la armadura;
- características superficiales de la misma;
- resistencia del hormigón.

Los ensayos para la determinación de las características de adherencia pueden realizarse con arreglo al método indicado en el anejo 3.

Para los alambres lisos, en los que no es representativa una homologación de características de adherencia, las longitudes de anclaje y de transmisión deberán determinarse por medio de ensayos en cada caso.

CAPITULO V

Acciones

ARTICULO 37. CLASIFICACION DE LAS ACCIONES

A los efectos de esta Instrucción, las distintas acciones capaces de producir estados tensionales en una estructura o elemento estructural se clasifican en tres grupos: acciones directas, acciones indirectas y acciones debidas al pretensado.

Las primeras están producidas por pesos u otras fuerzas aplicadas directamente a la estructura e independientes de las propias características resistentes y de deformación de la misma.

Las acciones indirectas están originadas por fenómenos capaces de engendrar fuerzas de un modo indirecto al imponer deformaciones o imprimir aceleraciones a la estructura, siendo, por tanto, función de las características de deformación de la propia estructura.

Finalmente, las acciones debidas al pretensado son aquellas que las armaduras activas producen sobre la estructura, considerada aislada de tales armaduras activas.

COMENTARIOS

Para obtener el estado global de fuerzas que actúan sobre la estructura habrá que añadir a las acciones las reacciones correspondientes originadas por las coacciones de apoyo.

37.1. *Cargas o acciones directas*

Las acciones directas están constituidas por las cargas permanentes y las cargas variables.

Cargas permanentes son las que con la estructura en servicio actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud. Se distinguen entre ellas el peso propio del elemento resistente, por un lado, y las cargas muertas que gravitan sobre dicho elemento, por otro.

Las cargas variables están constituidas por todas aquellas fuerzas que son externas a la obra en sí. Se subdividen en:

- Cargas variables de explotación o de uso, que son las propias del servicio que la estructura debe rendir.
- Cargas variables climáticas, que comprenden las acciones del viento y nieve.
- Cargas variables del terreno, debidas al peso del terreno y a sus empujes; y
- Cargas variables, debidas al proceso constructivo.

Desde otro punto de vista, las acciones variables pueden subdividirse a su vez en:

- Acciones variables frecuentes, que son aquellas de actuación común y frecuente, que presentan, por tanto, una gran duración de aplicación a lo largo de la vida de la estructura.
- Acciones variables infrecuentes, que no siendo excepcionales tienen pocas probabilidades de actuación y presentan, por tanto, una pequeña duración de aplicación a lo largo de la vida de la estructura.

COMENTARIOS

En las cargas variables de explotación deben considerarse incluidos todos los efectos, sean o no ponderales, que tales cargas pueden producir, como, por ejemplo: frenado, fuerza centrífuga, fenómenos vibratorios, etc.

Debe tenerse en cuenta que la clasificación establecida no es cerrada, es decir, que en algunos casos habrá que considerar como cargas variables de explotación acciones que aparecen incluidas en otro grupo de dicha clasificación. Tal será el caso, por ejemplo, de un muro contra viento, en el que esa acción climática adquiere el carácter de una carga variable de explotación.

Por otra parte, en algunos casos habrá que tener también en cuenta ciertas acciones fortuitas o de magnitud excepcional, tales como choques de vehículos, huracanes, tornados, deflagraciones, ondas explosivas, etc. La forma de tratar estas acciones se indica en el artículo 44.

El valor frecuente de una carga variable puede expresarse como una fracción ψ ($0 \leq \psi \leq 1$) del valor característico de tal carga.

37.2. *Acciones indirectas*

Entre las acciones indirectas cabe distinguir:

- Acciones reológicas, producidas por deformaciones cuya magnitud es función del tiempo y del material de la estructura. Estas acciones pueden provenir de la retracción o de la fluencia.
- Acciones térmicas, producidas por las deformaciones a que dan lugar las variaciones térmicas.
- Acciones por movimientos impuestos, tales como las producidas por descensos diferenciales de los apoyos de la estructura, como consecuencia de asentamientos del terreno de cimentación, o por movimientos intencionados de tales apoyos.
- Acciones sísmicas, producidas por las aceleraciones transmitidas a las masas de la estructura por los movimientos sísmicos.

COMENTARIOS

37.3. *Acciones debidas al pretensado*

Las acciones debidas al pretensado están constituidas por el sistema de fuerzas que las armaduras activas transmiten al hormigón que las rodea. Este sistema de fuerzas tiene carácter de permanente y está formado por:

- fuerzas concentradas en los anclajes de los tendones;
- fuerzas normales a los tendones, resultantes de la curvatura y cambios de dirección de los mismos, y
- fuerzas tangenciales debidas al rozamiento y la adherencia.

COMENTARIOS

Según el cálculo de que se trate convendrá asimilar las acciones debidas al pretensado, a un conjunto de fuerzas exteriores —actuando sobre la estructura, considerada exenta de armaduras activas— o a un conjunto de deformaciones impuestas —actuando sobre la estructura, considerada en su conjunto, incluidas las armaduras activas.

ARTICULO 38. VALORES CARACTERISTICOS DE LAS ACCIONES

38.1. Generalidades

Para todas las acciones definidas en el artículo 37 deberán distinguirse dos tipos de valores: el característico y el ponderado o de cálculo.

El valor característico es el establecido en las normas de cargas y tiene en cuenta no sólo los valores extremos que alcanzan las acciones, sino también la dispersión que tales valores presentan en la realidad.

Los valores característicos de las acciones, tal como se consideran en esta Instrucción, son aquellos que presentan una probabilidad de un 5 por 100 de no ser sobrepasados (por el lado de los valores más desfavorables) en el período de vida útil de la construcción.

COMENTARIOS

El concepto de valor característico aplicado a las acciones es análogo al ya utilizado al definir la resistencia del hormigón (véase 35.1 y su comentario). En él se hace intervenir también la dispersión que, en la práctica, presentan los distintos valores reales de la acción considerada.

En el caso de que las acciones se ajusten a una distribución normal, las expresiones que definen las acciones características son:

$$F_k = F_m (1 + 1,64 \delta) \\ F'_k = F'_m (1 - 1,64 \delta')$$

en donde:

F_m = valor medio correspondiente a las acciones máximas;
 F'_m = valor medio correspondiente a las acciones mínimas;
 δ y δ' = desviaciones cuadráticas medias relativas a F_m y F'_m , respectivamente.

Cuando no se puede considerar una distribución estadística normal o disponer de los datos necesarios deben elegirse las fuerzas o cargas características en función de la utilización prevista para la estructura.

38.2. Valores característicos de las cargas permanentes

El cálculo de los valores característicos de las cargas permanentes se efectuará a partir de las dimensiones y pesos específicos que corresponda. Para los elementos de hormigón pretensado se adoptará como peso específico el valor de 2,5 t/m³.

COMENTARIOS

En la determinación de los valores característicos de las cargas permanentes debe tenerse en cuenta la posibilidad de que por errores de ejecución resulten sobreespesores o aumentos en las dimensiones de los elementos de que se trate. Cuando no se conozca con precisión el peso específico de los materiales, o dicho peso específico sea susceptible de variación, se adoptará el valor que convenga a la seguridad, es decir, un valor aproximado al real, por defecto o por exceso, según que la actuación de la carga permanente resulte favorable o desfavorable, respectivamente, para la hipótesis de carga que se comprueba.

38.3. Valores característicos de las cargas variables

Los valores establecidos en las distintas normas para las cargas variables de explotación o de uso y para las cargas dinámicas serán considerados, a falta de indicación precisa, como valores característicos, es decir, como valores en los cuales ya se ha incluido la dispersión.

Con respecto a las cargas del terreno se seguirá un criterio análogo, teniendo en cuenta que, cuando su actuación resulte favorable para la hipótesis de carga que se compruebe, no deberán considerarse los empujes del terreno, a menos que exista la completa seguridad de que tales empujes habrán de actuar efectivamente.

COMENTARIOS

Se recuerda la conveniencia de que en ciertas estructuras se haga figurar en una placa colocada en lugar visible el valor máximo de las cargas variables de explotación o de uso (véase 6.4) para información de los usuarios.

38.4. Valores característicos de las acciones indirectas

Para las acciones reológicas se considerarán como valores característicos los correspondientes a las deformaciones por retracción y fluencia establecidas en 35.8 y 35.9.

En aquellos casos especiales en los que sean de prever asentamientos de las sustentaciones que, a juicio del proyectista, puedan tener una influencia apreciable en el comportamiento de la estructura, se determinarán los valores característicos de las acciones por movimientos impuestos correspondientes, a partir de los corrimientos diferenciales que sean previsibles, de acuerdo con las teorías de la mecánica del suelo.

En el caso de movimientos impuestos a los apoyos intencionalmente, y siempre que sus efectos sean favorables, será necesario estudiar la readaptación de la estructura por fluencia del hormigón y la consiguiente reducción de aquellos efectos favorables.

Los valores característicos de las acciones térmicas se obtendrán a partir del coeficiente de dilatación térmica 10^{-5} , establecido para el hormigón en 35.11, considerando una variación de la temperatura, deducida de acuerdo con lo que a continuación se indica:

- En estructuras a la intemperie, y salvo justificación especial, se considerará una variación térmica característica en más y en menos, no menor de la dada, en grados centígrados, por la expresión:

$$20 - 0,75 \sqrt{e} \leq \theta$$

e = espesor del elemento en cm.

- En estructuras abrigadas de la intemperie, estos valores pueden reducirse a la mitad.
- En obras enterradas puede incluirse en el espesor del elemento el correspondiente a la capa de tierra que lo recubre y aísla del exterior.
- En estructuras formadas por elementos de distinto espesor, para simplificar los cálculos, se admite una tolerancia de $\pm 5^\circ \text{C}$ en los valores resultantes.
- En elementos de pequeño espesor, sometidos a soleamiento por alguna de sus caras, se recomienda estudiar los efectos de las diferencias de temperatura de una parte a otra del elemento, producidas por la radiación solar. Igualmente se estudiará este efecto cuando elementos de poco espesor hayan de estar sometidos a un caldeo artificial por una cara o paramento.

Para las acciones sísmicas, en los casos en que deban considerarse, se adoptarán como valores característicos los que resulten de las prescripciones establecidas por las normas correspondientes.

COMENTARIOS

El estudio de los efectos de readaptación de la estructura bajo las acciones de movimientos impuestos de un modo intencionado habrá que realizarlo igualmente en aquellos casos en que la estructura pase por sucesivas fases de construcción en las que se modifique el esquema estático de la misma (por ejemplo, elementos isostáticos enlazados posteriormente, constituyendo una estructura hiperestática).

En general, las variaciones climáticas normales dan lugar a deformaciones impuestas que pueden despreciarse en el cálculo de las estructuras corrientes que tengan juntas de dilatación a las distancias usuales.

38.5. Valores característicos de las acciones debidas al proceso constructivo

Cuando, debido al proceso de ejecución previsto para la estructura, se apliquen a la misma cargas debidas a equipo, maquinaria, materiales almacenados, etc., se tendrán en cuenta los valores de estas cargas, en las condiciones que se especifican en el artículo 41, sin olvidar que durante la construcción el esquema resistente de parte o de la totalidad de la estructura puede ser distinto del definitivo.

COMENTARIOS

ARTICULO 39. VALORES CARACTERISTICOS DE LA FUERZA DE PRETENSADO

39.1. Consideraciones generales

En general, las acciones debidas al pretensado en un elemento estructural se deducen de las fuerzas de pretensado de los tendones que constituyen su armadura activa, tracciones variables a lo largo de su trazado y en el transcurso del tiempo.

En cada tendón, por medio del gato o elemento de tesado utilizado, se aplica una fuerza que a la salida del anclaje, del lado del hormigón, toma el valor P_0 , denominada fuerza de tesado, que vendrá limitado por los valores indicados en 39.2.

En cada sección se calculan las pérdidas instantáneas de fuerza ΔP_i , según 39.4, y las pérdidas diferidas de fuerza ΔP_{dif} , según 39.5. A partir de los valores P_0 , ΔP_i y ΔP_{dif} se calcula el valor característico de la fuerza de pretensado P en cada sección y fase temporal, según 39.3.

COMENTARIOS

La fuerza proporcionada por el gato o elemento utilizado para la puesta en tensión del tendón es la única que puede conocerse con precisión en obra si se lleva un control adecuado de las operaciones de tesado. Las pérdidas de fuerza que se localizan tanto en los elementos de tesado como en los anclajes constituyen una característica del sistema de pretensado utilizado.

La fuerza de tesado P_0 es, por consiguiente, la carga proporcionada por el gato deducidas las pérdidas de fuerza propias del sistema, entre las que no se incluyen las de penetración de cuñas, si existen, que son función de la longitud del tendón.

39.2. Limitación de la fuerza

La fuerza de tesado P_0 ha de proporcionar sobre las armaduras activas una tensión σ_{p0} no mayor, en cualquier punto, que el menor de los dos valores siguientes:

$$\begin{aligned} &0,75 f_{\max,k} \\ &0,90 f_{yk} \end{aligned}$$

De forma temporal, esta tensión podrá aumentarse hasta el menor de los dos valores siguientes:

$$\begin{aligned} &0,85 f_{\max,k} \\ &0,95 f_{yk} \end{aligned}$$

siempre que antes de anclar las armaduras se reduzca la tensión convenientemente para que se cumpla la limitación del párrafo anterior.

COMENTARIOS

Las limitaciones indicadas tienen por objeto esencialmente evitar diversos riesgos constructivos que dependen de las precauciones tomadas durante la ejecución y del control que de ésta se realice.

En particular, los riesgos considerados son los siguientes:

- riesgo de rotura inmediata de las armaduras activas;
- riesgo de daños corporales como consecuencia de tales roturas o de incidentes en los gatos de tesado;
- riesgo de rotura diferida (y no detectada) de las armaduras antes de inyectar;
- aumento de los riesgos de corrosión bajo tensión;
- riesgo de desorganización de las zonas próximas al anclaje.

Independientemente de estos riesgos constructivos, la incertidumbre sobre la relajación de las armaduras aumenta con la magnitud de esta relajación, que crece con el valor de la carga de tesado.

Además, el control de la operación de tesado en obra, realizado mediante las medidas de los alargamientos, impone no alejarse demasiado del dominio elástico de las deformaciones.

39.3. Valor característico de la fuerza de pretensado

El valor característico de la fuerza de pretensado en una sección y fase cualesquiera es:

$$P_k = P_0 - \Delta P_i - \Delta P_{dif}$$

donde:

- ΔP_i = pérdidas instantáneas de fuerza, debidas a rozamientos, penetración de cuñas y acortamiento elástico del hormigón (véase 39.4). Estas pérdidas varían con la situación de la sección considerada.
- ΔP_{dif} = pérdidas diferidas de fuerza, debidas a relajación del acero, y retracción y fluencia del hormigón (véase 39.5). Estas pérdidas varían en cada sección con el tiempo, dependiendo de la fase de construcción o de servicio considerada.

A efectos de cálculo, el valor final de P_k no podrá considerarse superior al que corresponde a una tensión en las armaduras activas igual a $0,6 f_{\max,k}$.

COMENTARIOS

Existen tantos valores característicos de la fuerza de pretensado como fases consideradas en el estudio de la estructura. En particular habrá que considerar siempre el valor inicial:

$$P_{ki} = P_0 - \Delta P_i$$

que corresponde a la fase inicial o de aplicación del pretensado, y el valor final:

$$P_{kf} = P_{ki} - \Delta P_{dif,\infty}$$

que corresponden a la fase final de servicio. En fases intermedias de construcción podrá ser necesario considerar pérdidas diferidas a tiempo no infinito, tal como se especifica en 39.5.

39.4. Valoración de las pérdidas instantáneas de fuerza

Las pérdidas instantáneas de fuerza son aquellas que pueden producirse durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de las armaduras activas; dependen de las características del elemento estructural en estudio. Su valor en cada sección es:

$$\Delta P_i = \Delta P_1 + \Delta P_2 + \Delta P_3$$

en donde:

- ΔP_1 = pérdidas de fuerza por rozamiento a lo largo del conducto de pretensado, hasta la sección en estudio;
- ΔP_2 = pérdidas de fuerza, por penetración de cuñas, en la sección en estudio;
- ΔP_3 = pérdidas de fuerza por acortamiento elástico del hormigón, en la sección en estudio.

COMENTARIOS

Además de las pérdidas instantáneas, por rozamiento, penetración de cuñas o deformación instantánea del hormigón, deben tenerse en cuenta, en casos especiales, pérdidas originadas por otras causas, tales como:

- deformaciones de los moldes, en el caso de piezas prefabricadas;
- diferencia de temperatura entre las armaduras tesas y la estructura pretensada, como consecuencia del tratamiento del hormigón;
- deformaciones locales e instantáneas del hormigón bajo la acción de los cercos helicoidales utilizados en los tubos de hormigón pretensado;
- deformaciones instantáneas en las juntas de las estructuras prefabricadas construidas por dovelas.

Los valores de estas pérdidas deben determinarse experimentalmente.

39.4.1. Pérdidas de fuerzas por rozamiento

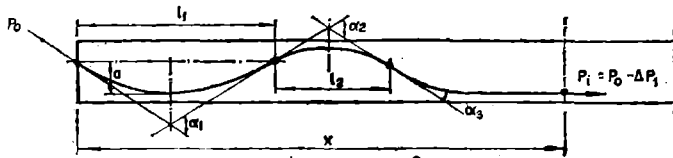
Las pérdidas teóricas de fuerza, por rozamiento entre las armaduras y las vainas o conductos de pretensado, dependen de la variación angular total α , del trazado del tendón entre la sección considerada y el anclaje activo que condiciona la tensión en tal sección; de la distancia x entre estas dos secciones; del coeficiente μ de rozamiento en curva y del coeficiente K de rozamiento en recta, o rozamiento parásito. Estas pérdidas se valorarán a partir de la fuerza de tesado P_0 .

Las pérdidas por rozamiento en cada sección pueden evaluarse mediante la expresión:

$$\Delta P_i = P_0 \left[1 - e^{-\left(\mu\alpha + Kx\right)} \right]$$

donde:

- μ = coeficiente de rozamiento en curva;
- α = suma de los valores absolutos de las variaciones angulares (desviaciones sucesivas), medidas en radianes, que describe el tendón en la distancia x . Debe recordarse que el trazado de los tendones puede ser una curva alabeada, debiendo entonces evaluarse α en el espacio;
- K = coeficiente de rozamiento parásito, por metro lineal;
- x = distancia, en metros, entre la sección considerada y el anclaje activo que condiciona la tensión en la misma (véase figura 39.4.1).



Si $a \leq 0,045 l_1$, puede tomarse $\alpha_1 = \frac{8a}{l_1}$; el error es inferior al 5‰.
 $\alpha = \sum \alpha_i = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3$
 α = VARIACION ANGULAR TOTAL
 α_i = VARIACION ANGULAR TOTAL EN TRAMO l_i

Fig. 39.4.1

Los datos correspondientes a los valores de μ y de K deben definirse experimentalmente, habida cuenta del procedimiento

de pretensado utilizado. A falta de datos concretos pueden utilizarse los valores experimentales sancionados por la práctica.

COMENTARIOS

Cuando en la expresión ΔP_i el valor del exponente de e es inferior a 0,30, la fórmula indicada puede utilizarse en la forma lineal:

$$\Delta P_i = P_0 (\mu \alpha + Kx)$$

Los valores de μ dependen fundamentalmente del estado de las superficies en contacto y su naturaleza: vainas o conductos en el hormigón, acero de pretensado, lubricación eventual, etc. A falta de datos experimentales, cuando todos los elementos (alambres, cordones, etc.) del tendón se tesan simultáneamente, pueden utilizarse los valores de μ dados por la tabla 39.4.1.a siguiente:

TABLA 39.4.1.a

Valores del coeficiente de rozamiento μ en curva

Disposición de las armaduras en las vainas	Estado superficial de las armaduras	Naturaleza de los aceros constitutivos de las armaduras		
		Alambres, torzales o cordones trellados	Barras laminadas lisas	Barras laminadas corrugadas
1.º Tendón formado por varios elementos agrupados en una misma vaina de acero sin tratamiento superficial	Sin lubricar	0,21	0,25	0,31
	Con lubricación ligera (aceite soluble)	0,18	0,23	0,27
2.º Tendón formado por un único elemento aislado en una vaina sin tratamiento	Sin lubricar	0,18	0,22	0,28
	Con lubricación ligera (aceite soluble)	0,15	0,20	0,24

NOTA: Los valores de esta tabla aumentan hasta en 0,10 si el tendón muestra alguna oxidación en su superficie, incluso aunque esté lubricado.

Si los elementos del tendón se tesan por separado, los valores de μ son mayores que los de la tabla 39.4.1.a y hay que determinarlos experimentalmente.

En cuanto al coeficiente de rozamiento parásito K depende de

la rigidez del conducto y de otros factores. Lo que más influye en la rigidez del conducto es su diámetro, por lo que en primera aproximación pueden emplearse los valores de la tabla 39.4.1.b para determinar el valor de K a partir del de μ .

TABLA 39.4.1.b

Diámetro interior del conducto (\varnothing en mm)	30	40	50	60	> 60
K/μ	0,016	0,012	0,009	0,007	0,006

Se recuerda que, en el caso de destesar parcialmente la armadura, los coeficientes de rozamiento al reducirse la carga son diferentes y, en general, mayores que los que aparecen en el proceso de tesado creciente. Se podrá tener en cuenta este hecho en los cálculos, deduciendo los nuevos valores de μ y de K a partir de resultados experimentales.

39.4.2. Pérdidas por penetración de cuñas

En alambres correspondientes a armaduras pretesas o en tendones rectos postesos de corta longitud, la pérdida de fuerza por penetración de cuñas, ΔP_2 , puede deducirse mediante la expresión:

$$\Delta P_2 = \frac{a}{l} E_p \cdot A_p$$

en donde:

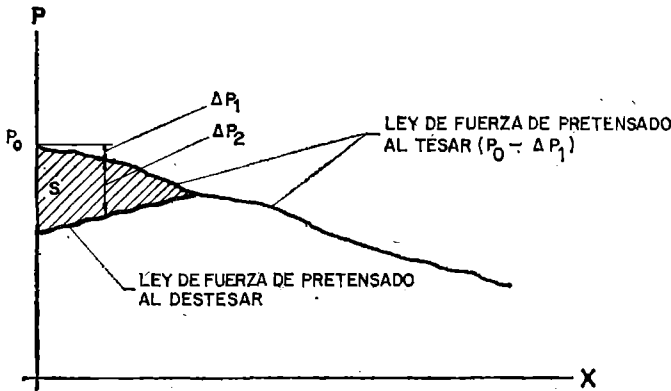
- a = penetración de la cuña;
- l = longitud total del alambre o tendón recto;
- E_p = módulo de elasticidad de la armadura activa;
- A_p = sección de la armadura activa.

En los demás casos de tendones rectos y en todos los casos de trazados curvos, la valoración de la pérdida de tensión por penetración de cuñas se hará teniendo en cuenta los rozamientos en los conductos. Para ello podrán considerarse las posibles variaciones de μ y de K al destesar el tendón respecto a los valores que aparecen al tesar.

COMENTARIOS

Las pérdidas por penetración de cuñas, en el caso de armaduras postesas, pueden obtenerse a partir del diagrama de

fuerzas de pretensado a lo largo del tendón, reduciendo la fuerza en el extremo correspondiente al anclaje activa cuya penetración se estudia, hasta un valor tal que el acortamiento del tendón, teniendo en cuenta los rozamientos, sea igual a la penetración de la cuña (véase fig. 39.4.2).



$$S = \alpha \cdot A_p \cdot E_p$$

\$S\$ = AREA DE LA ZONA RAYADA
 \$\alpha\$ = PENETRACION DE LA CUÑA

Fig. 39.4.2

39.4.3. Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón

En el caso de armaduras pretesas puede valorarse la pérdida por acortamiento elástico del hormigón cuando aquéllas se liberan de sus anclajes, teniendo en cuenta la deformación instantánea que se produce en el hormigón al nivel del centro de gravedad de las armaduras activas, mediante la fórmula:

$$\Delta P_3 = \sigma_{cp} \frac{A_p \cdot E_p}{E_{c_j}}$$

En el caso de armaduras postesas constituidas por varios tendones que se van tesar sucesivamente, al tesar cada tendón se produce un nuevo acortamiento elástico del hormigón que descarga, en la parte proporcional correspondiente a este acortamiento, a los anteriormente anclados.

Cuando las tensiones de compresión al nivel del baricentro de la armadura activa en fase de tesado sean apreciables, el valor de estas pérdidas, \$\Delta P_3\$, se podrá calcular si los tendones se tesan sucesivamente en una sola operación, admitiendo que todos los tendones experimentan un acortamiento medio uniforme, función del número \$n\$ de los mismos que se tesan sucesivamente mediante la expresión:

$$\Delta P_3 = \sigma_{cp} \frac{n-1}{2n} \cdot \frac{A_p E_p}{E_{c_j}}$$

en donde:

- \$A_p\$ = sección total de la armadura activa;
- \$\sigma_{cp}\$ = tensión de compresión, a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza \$P_0 - \Delta P_1 - \Delta P_2\$;
- \$E_p\$ = módulo de elasticidad de las armaduras activas;
- \$E_{c_j}\$ = módulo de elasticidad instantánea del hormigón para la edad \$j\$ correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas.

COMENTARIOS

Cuando los tendones no se tesan sucesivamente en una sola operación, sino poniendo en carga un grupo de ellos inicialmente y otro en fecha posterior, el proyectista valorará convenientemente el valor de \$E_{c_j}\$ que debe introducirse en la expresión de \$\Delta P_3\$.

En cualquier caso, las diferencias de carga en los diferentes tendones debidos a un tesado sucesivo, en el caso de armaduras postesas, y, por tanto, la pérdida \$\Delta P_3\$ puede corregirse en obra mediante retesados o tesados iniciales a cargas decrecientes de los tendones que se tesan sucesivamente.

39.5. Valoración de las pérdidas diferidas de fuerza

Se denominan pérdidas diferidas de fuerza a las que se producen a lo largo del tiempo, después de ancladas las armaduras activas. Estas pérdidas se deben, esencialmente, al acortamiento del hormigón por retracción y fluencia, y a la relajación del acero de tales armaduras. Su expresión es:

$$\Delta P_{dif} = \Delta P_{rt} + \Delta P_{st} + \Delta P_{rl}$$

COMENTARIOS

Además de las pérdidas diferidas por retracción, fluencia y relajación, deben tenerse en cuenta, en casos especiales, pérdidas originadas por otras causas tales como:

- deformaciones locales diferidas del hormigón bajo la acción de los cercos helicoidales utilizados en los tubos de hormigón pretensado,
- deformaciones diferidas eventuales de las juntas de las estructuras prefabricadas construidas por dovelas.

Los valores de estas pérdidas deben determinarse a partir de datos experimentales.

39.5.1. Pérdidas finales por retracción y fluencia del hormigón

Siempre que no se realice un estudio más detallado de los efectos conjuntos de la retracción y de la fluencia sobre el valor de la fuerza de pretensado, se admite valorar las pérdidas finales de fuerza, de forma independiente para cada una de estas dos causas.

En estas condiciones la pérdida final (\$\Delta P_{rt}\$) debida a la retracción será igual a:

$$\Delta P_{rt} = \epsilon_{rt} \cdot E_p \cdot A_p$$

y la pérdida final (\$\Delta P_{st}\$) debida a la fluencia del hormigón, siempre que se trate de tendones adherentes, podrá valorarse, de forma simplificada mediante la expresión aproximada:

$$\Delta P_{st} = \varphi_{rt} \cdot \sigma_{cp} \cdot \frac{E_p}{E_c} \cdot A_p$$

en donde:

- \$\epsilon_{rt}\$ = valor final de la retracción del hormigón a partir de la introducción del pretensado (ver 35.8);
- \$\varphi_{rt}\$ = valor final del coeficiente de fluencia (ver 35.9). En su evaluación se tendrá en cuenta la edad \$j\$ del hormigón a partir de la introducción del pretensado.
- \$\sigma_{cp}\$ = tensión en el hormigón, a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas, producida por el valor característico inicial de la fuerza de pretensado \$P_{1i}\$ y la totalidad de las cargas permanentes.
- \$E_p\$ = módulo de elasticidad del acero de las armaduras activas;
- \$E_c\$ = módulo de deformación longitudinal secante del hormigón a los 28 días de edad;
- \$A_p\$ = sección total de las armaduras activas.

COMENTARIOS

Un valor preciso de la pérdida de fuerza por retracción y fluencia resulta de difícil determinación, debido a que la fluencia del hormigón se ve modificada por la propia pérdida, que va reduciendo la tensión de compresión en el mismo, lo que reduce a su vez, en consecuencia, la pérdida correspondiente. Por otra parte la fluencia se desarrolla, durante un cierto período de tiempo, sobre la estructura cargada con su peso propio únicamente, con compresiones muy fuertes sobre el hormigón; y en plazos posteriores, las sucesivas cargas permanentes van reduciendo estas compresiones hasta un valor final. La complejidad de este comportamiento ha llevado a la propuesta de una expresión simple, en la que se compensan en cierto modo los diversos factores que intervienen en el fenómeno, y que queda del lado de la seguridad.

Sin embargo, pueden realizarse cálculos más precisos teniendo en cuenta la influencia mutua de la retracción y de la fluencia, así como su evolución en el tiempo, sobre el valor final de la fuerza de pretensado. En este caso será necesario considerar asimismo la evolución en el tiempo de la tensión \$\sigma_{cp}\$, y que las cargas permanentes son diferentes según la fase de construcción considerada, conduciendo en general, como se ha indicado en el párrafo anterior, a valores fuertes de \$\sigma_{cp}\$ a edades tempranas.

Hay que señalar que el valor ε_{rt} que debe introducirse en el cálculo de la pérdida por retracción, se refiere sólo a la que experimentará el hormigón a partir del momento de aplicación del pretensado.

Como valores medios de la retracción, y a falta de cálculos más precisos, pueden considerarse los siguientes:]

- retracción total 0,4 %
- retracción que debe considerarse en el cálculo de ΔP_{rt} si el tesado de las armaduras se realiza entre los 7 y los 14 días de edad del hormigón. 0,3 %
- retracción que debe considerarse en el cálculo de ΔP_{rt} si el tesado de las armaduras se realiza para edades del hormigón superiores a 14 días. 0,25 %

Los valores medios de ρ_t oscilan entre 1,5 y 2,5 dependiendo, principalmente, de la humedad relativa del ambiente y de la edad del hormigón en el momento de la puesta en carga de las armaduras activas.

39.5.2. Pérdidas por relajación del acero.

Para tener en cuenta los efectos reductores de la relajación derivados de la reducción de la tensión en las armaduras activas a causa de la retracción y la fluencia del hormigón, puede considerarse que el valor final (ΔP_{rt}) de la pérdida por relajación se deduce según la siguiente expresión:

$$\Delta P_{rt} = \rho_t [P_{kt} - 2 (\Delta P_{rt} + \Delta P_{sf})]$$

siendo:

ΔP_{rt} = pérdidas finales de fuerza por relajación del acero;
 ρ_t = valor final de la relajación del acero para P_{kt} .

COMENTARIOS

Debido a la interdependencia de los efectos de la relajación del acero y de los de la retracción y la fluencia del hormigón, habida cuenta igualmente de la sucesión de los tesados y de las variaciones de la temperatura con respecto a la temperatura normal de servicio, la «relajación eficaz» del acero en las obras es inferior a su «relajación pura».

Es preciso ser prudente en la evaluación de la reducción de la relajación para pasar de su valor puro al eficaz. Es difícil, en efecto, prever el historial termohigrométrico de la estructura, del que depende la fluencia y la retracción del hormigón. La fórmula empírica indicada en el artículo da resultados satisfactorios.

39.5.3. Evolución de las pérdidas diferidas con el tiempo

Cuando sea necesario conocer la evolución de las pérdidas de pretensado a lo largo del tiempo podrá, generalmente, admitirse que el conjunto de tales pérdidas diferidas sigue la misma ley que la indicada para el coeficiente β' en la figura 35.9.2.

COMENTARIOS

En el caso de que las armaduras activas se tesen en varias fases, el criterio indicado en el articulado permite deducir la compensación de la pérdida diferida de tensión respecto a la que se obtendría en el supuesto de que el tesado se realizase simultáneamente para la totalidad de aquellas armaduras. Sin embargo, se recomienda que, salvo justificación especial, la fracción compensada no supere en ningún caso al 20 por 100 de las pérdidas diferidas deducidas en este segundo supuesto.

Se recuerda, por otra parte, que los tesados por etapas sucesivas de un mismo tendón no deben escalonarse en un largo periodo de tiempo porque retardan la fecha de aplicación de la protección definitiva de las armaduras (véase 31.2 y 33.5).

CAPITULO VI

Bases de cálculo

ARTICULO 40. PROCESO GENERAL DE CALCULO

40.1. Generalidades. Introducción de la seguridad

El proceso general de cálculo que se propone en esta Instrucción corresponde al conocido como método de los estados límites. Dicho cálculo trata de reducir a un valor suficientemente bajo la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites, entendiendo como

tales, aquellos estados o situaciones de la estructura o de una parte de la misma tales que, de alcanzarse, ponen la estructura fuera de servicio (es decir, que deja de ser capaz de cumplir la función para la que fue construida).

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite (ver 40.2 y 40.3) consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura o a parte de ella, y por otra, la respuesta de tal estructura correspondiente a la situación límite en estudio. Comparando estas dos magnitudes, siempre que las acciones exteriores produzcan un efecto inferior al que ocasionaría la situación límite, podrá afirmarse que está asegurado el comportamiento de la estructura frente a tal estado límite.

Con objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en la realidad, el efecto de las acciones exteriores sea superior al previsto, o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, el margen de seguridad correspondiente se introduce en los cálculos mediante unos coeficientes de ponderación que multiplican los valores característicos de las acciones y otros coeficientes de minoración que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura.

En consecuencia, el proceso de cálculo preconizado en la presente Instrucción consiste en:

- 1.º Obtención del efecto S_d de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio a partir de los valores ponderados de las acciones características.
- 2.º Obtención de la respuesta R_d de la estructura correspondiente al estado límite en estudio a partir de valores minorados de las características de los materiales.
- 3.º El criterio de aceptación consiste en la comprobación $R_d \geq S_d$.

COMENTARIOS

En la presente Instrucción se dan los criterios para desarrollar los cálculos correspondientes a los diferentes estados límites definidos en 40.2 y 40.3 para las estructuras de hormigón pretensado. Aunque el criterio general de comprobación indicado en el articulado consiste en la verificación de la condición $R_d \geq S_d$, no siempre es posible, en el estado actual de la técnica, o no siempre resulta práctico la deducción directa de R_d y S_d . Para tales casos se dan en los apartados correspondientes criterios de cálculo que permiten dimensionar los diferentes elementos de la estructura en relación con el estado límite en estudio, de forma que la desigualdad $R_d \geq S_d$ quede cumplida automáticamente en cualquier caso. Tal ocurre, por ejemplo, con el estado límite de anclaje, para el que en lugar de calcular la carga de deslizamiento R_d de un determinado anclaje de una armadura y compararla con la carga S_d que las acciones exteriores van a ejercer sobre tal anclaje, se dan en el articulado correspondiente expresiones que permiten dimensionar tales anclajes de forma que sean capaces de resistir, sin deslizamientos perjudiciales, la carga correspondiente a la resistencia total de las armaduras que han de anclar, teniendo en cuenta los coeficientes prescritos de ponderación de cargas y de resistencias.

40.2. Estados límites últimos

La denominación de estados límites últimos engloba todos aquellos correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

Dentro de este grupo se incluyen:

- Estado límite de equilibrio, definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido. (Se estudia a nivel de estructura o elemento estructural completo.)
- Estados límites de agotamiento o de rotura, definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura. Cabe considerar el agotamiento por sollicitaciones normales y por sollicitaciones tangentes. (Se estudian a nivel de sección de elemento estructural.)
- Estado límite de inestabilidad o de pandeo de una parte o del conjunto de la estructura. (Se estudia a nivel de elemento estructural.)
- Estado límite de adherencia, caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras de acero y el hormigón que las rodea. (Se estudia a nivel de sección.)

- Estado límite de anclaje, caracterizado por el cedimiento de un anclaje. (Se estudia de forma local en las zonas de anclaje.)
- Estado límite de fatiga, caracterizado por la rotura de uno o varios materiales de la estructura por efecto de la fatiga bajo la acción de cargas repetidas. (Se estudia a nivel de sección.)

COMENTARIOS

Los daños que se ocasionarían si se alcanzase uno de los estados límites últimos indicados en el presente artículo son siempre muy graves, sobre todo teniendo en cuenta la posibilidad de pérdida de vidas humanas que ello entraña. En consecuencia, los coeficientes de ponderación de cargas y de minoración de resistencias que se prescriben más adelante son elevados con objeto de reducir a un valor mínimo la probabilidad de que en la realidad sea alcanzado uno de tales estados límites.

40.3. Estados límites de utilización

Se incluyen bajo la denominación de estados límites de utilización todas aquellas situaciones de la estructura para las que la misma queda fuera de servicio por razones funcionales de durabilidad o estética.

Los estados límites de utilización por razón de durabilidad de la estructura están relacionados con su comportamiento frente a fisuración y son:

- Estado límite de descompresión, caracterizado por la reducción a valor nulo de las compresiones en las fibras extremas de una sección.
- Estado límite de aparición de fisuras, caracterizado por el hecho de alcanzarse la deformación de rotura por tracción del hormigón en una de las fibras extremas de una sección.
- Estado límite de fisuración controlada, caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite, función de las condiciones ambientales en que tal pieza se encuentre.

Estos tres estados se estudian a nivel de sección de la pieza, y definen fronteras entre las diferentes clases de comportamiento de la estructura en relación con la fisuración.

Relacionados con las condiciones funcionales que ha de cumplir la estructura se encuentran los siguientes:

- Estados límites de deformación, caracterizados por alcanzarse un determinado movimiento (flechas, giros) en un elemento de la estructura. (Se estudian a nivel de estructura o elemento estructural.)
- Estados límites de vibraciones, caracterizado por la producción en la estructura de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia. (Se estudian a nivel de estructura o elementos estructural.)

Por razones estéticas los estados límites de utilización pueden identificarse con los de aparición y abertura de fisuras o con el de deformación dejándose a juicio del proyectista la definición que en cada caso se haga de cada uno de ellos.

En relación con la protección requerida frente a los efectos de la fisuración se distinguen tres clases de comportamiento de la estructura en relación con la fisuración en fase de servicio. Estas clases son:

- Clase I.—Corresponde al caso en que se desea reducir a un mínimo la probabilidad de aparición de fisuras. Se ha de comprobar que bajo la combinación más desfavorable de acciones no se alcanza el estado límite de descompresión.
- Clase II.—Corresponde al caso en que sea aceptable una probabilidad reducida de aparición de fisuras. Se ha de comprobar que bajo la más desfavorable combinación de acciones no se alcanza el estado límite de formación de fisuras y que bajo la actuación de las cargas permanentes y de las cargas variables frecuentes (véase 37.1) se respeta el estado límite de descompresión.
- Clase III.—Corresponde al caso en que es admisible la aparición de fisuras en la estructura. Se ha de comprobar que bajo la más desfavorable combinación de las acciones, no se alcanza el estado límite de fisuración controlada; y que bajo la actuación de las cargas permanentes se respeta el estado límite de descompresión.

COMENTARIOS

Los efectos de la fisuración frente a los cuales es necesario tomar precauciones especiales pueden ser de dos tipos diferentes: los que afectan al funcionalismo de la estructura, y los que afectan a su durabilidad. En el primer caso pueden incluirse, por ejemplo, las condiciones de estanquidad, y en el segundo, la posible corrosión de las armaduras, fenómenos de fatiga, etc.

La consideración de estados límites por razones estéticas queda subordinada a la voluntad del proyectista.

La elección de la clase con la que se va a proyectar una estructura o un elemento estructural depende:

- de la vida útil prevista para la estructura, de las condiciones en que ésta haya de trabajar y de las exigencias económicas;
- de la forma (estática o dinámica) y de la duración (corta o larga) de aplicación de las acciones;
- del grado de agresividad del medio ambiente, y
- de la sensibilidad a la corrosión y de la protección de las armaduras; en general las armaduras activas exigen condiciones más restrictivas respecto a la corrosión que las pasivas.

(Continuará.)

MINISTERIO DE HACIENDA

15341

CIRCULAR número 783, de la Dirección General de Aduanas, sobre asignación de claves estadísticas.

En la reunión del 24 de mayo de la Junta Superior Arancelaria, se aprobaron diversas modificaciones del Arancel, algunas de las cuales, las que afectan a la estructura arancelaria, requieren la asignación de los códigos numéricos correspondientes, y ello con la anticipación adecuada, a fin de que cuando aparezcan en el Boletín Oficial del Estado los Decretos del Ministerio de Comercio, dándoles vigencia, pueda esa Administración hacerlos operativos.

En consecuencia, esta Dirección General, en uso de sus atribuciones, acuerda lo siguiente:

Primero.—Asignar los siguientes códigos numéricos, definidores de otras tantas posiciones estadísticas, consecuencia de las modificaciones antes citadas, que a continuación se especifican:

Partida arancelaria	Posición estadística	Texto
84.33 A-3	84.33.03	Máquinas para el recortado en cartón de cajas, con o sin dispositivo auxiliar de impresión (Slotters).
NOTA.—Se suprime la posición estadística 84.33.04.		
90.09 B-1	90.09.11	Lectores de microfilmes: no automáticos para la lectura de micro-reproducciones en fichas, placa o película hasta 16 milímetros.
	90.09.19: Los demás, incluidos los lectores-copiadores.
92.12 A-2 unidad (UF)	92.12.02: Cintas magnéticas de materia plástica sobre soportes distintos de las bobinas, núcleos, carretes y similares.
92.12 A-3	92.12.09: Los demás.

Lo que comunico a V. S. para su conocimiento y el de los servicios de esa provincia.

Dios guarde a V. S.

Madrid, 8 de junio de 1977.—El Director general, por delegación, Antonio M. Arranz Esteban.

Sr. Administrador de la Aduana de