Anejo 21
Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas de proyecto en puentes de hormigón

Contenido

1 GENERALIDADES 1045

1.1 ALCANCE 1045

1.1.1 Alcance del anejo. 1045

1.106 NOTACIÓN 1045

2 BASES DE CÁLCULO 1050

3 MATERIALES 1050

3.1 HORMIGÓN 1051

3.1.2 Resistencia 1051

3.1.6 Resistencias de cálculo a compresión y tracción 1051

3.2 ARMADURA PASIVA 1052

3.2.4 Características de ductilidad 1052

4 DURABILIDAD Y RECUBRIMIENTO DE ARMADURAS 1052

4.2 CONDICIONES AMBIENTALES 1052

4.3 REQUISITOS PARA LA DURABILIDAD 1052

4.4 MÉTODOS DE COMPROBACIÓN 1053

4.4.1 RECUBRIMIENTO DEL HORMIGÓN 1053

4.4.1.2 Recubrimiento mínimo de hormigón, c_{min} 1053

5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL 1053

5.1 GENERALIDADES 1054

5.1.1 Requisitos generales 1054

5.1.3 Hipótesis de carga y combinaciones 1054

5.2 IMPERFECCIONES GEOMÉTRICAS 1054

5.3 MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA 1055

5.3.1 Modelos estructurales para análisis globales 1055

5.3.2 Parámetros geométricos 1055

5.3.2.2 Luz efectiva de vigas y losas 1055

5.5 ANÁLISIS ELÁSTICO LINEAL CON REDISTRIBUCIÓN LIMITADA 1055

5.6 ANÁLISIS PLÁSTICO 1056

5.6.1 Generalidades 1056

5.6.2 Análisis plástico de vigas, pórticos y losas 1056

5.6.3 Capacidad de giro 1056

5.7 ANÁLISIS NO LINEAL 1056

5.8 ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN CON ESFUERZO AXIL 1058

5.8.4 Fluencia 1058

5.10 ELEMENTOS Y ESTRUCTURAS PRETENSADAS 1058

5.10.1 Generalidades 1058

5.10.8 Efectos del pretensado en el Estado Límite Último 1058

6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU) 1058

6.1 FLEXIÓN SIMPLE O COMPUESTA 1059

6.2 ESFUERZO CORTANTE 1060

6.2.2 Elementos que no requieren armadura de cortante 1060

6.2.3 Elementos que requieren armadura de cortante 1061

6.2.4 Esfuerzo rasante entre el alma y las alas en secciones en T ... 1064
6.2.5 Esfuerzo rasante en el contacto entre hormigones de diferentes edades ... 1065
6.2.106 Esfuerzo cortante y flexión transversal ... 1065
6.3 TORSIÓN ... 1066
6.3.2 Procedimiento de cálculo ... 1066
6.7 ZONAS PARCIALMENTE CARGADAS ... 1068
6.8 FATIGA ... 1068
6.8.1 Condiciones de comprobación ... 1068
6.8.4 Procedimiento de comprobación para armaduras pasivas y activas ... 1069
6.8.7 Comprobación del hormigón sometido a compresión o cortante ... 1069
6.109 ELEMENTOS DE MEMBRANA ... 1070

7 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS) ... 1071

7.2 LIMITACIÓN DE TENSIONES ... 1071
7.3 CONTROL DE LA FISURACIÓN ... 1071
7.3.1 Consideraciones generales ... 1071
7.3.2 Áreas mínimas de armadura ... 1072
7.3.3 Control de la fisuración sin cálculos directos ... 1073
7.3.4 Cálculo de la abertura de fisura ... 1074
7.4 CONTROL DE DEFORMACIONES ... 1074
7.4.1 Consideraciones generales ... 1074

8 DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE PROYECTO DE LAS ARMADURAS PASIVAS Y ACTIVAS – GENERALIDADES ... 1074

8.9 GRUPOS DE BARRAS ... 1075
8.9.1 Generalidades ... 1075
8.10 ARMADURAS DE PRETENSADO ... 1075
8.10.3 Zonas de anclaje de elementos postesados ... 1075
8.10.4 Anclajes y empalmes para tendones de pretensado ... 1075

9 DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE PROYECTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y REGLAS PARTICULARES ... 1076

9.1 GENERALIDADES ... 1077
9.2 VIGAS ... 1077
9.2.2 Armadura de cortante ... 1077
9.5 PILARES ... 1077
9.5.3 Armadura transversal ... 1077
9.7 VIGAS DE GRAN CANTO ... 1077
9.8 CIMENTACIONES ... 1077
9.8.1 Encepados ... 1077

10 REGLAS ADICIONALES PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO ... 1077

10.1 GENERALIDADES ... 1078

11 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN LIGERO ... 1078

11.9 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE LOS ELEMENTOS Y REGLAS PARTICULARES ... 1078

12 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN EN MASA Y LIGERAMENTE ARMADAS ... 1079

113 CONSIDERACIÓN EN EL PROYECTO DEL PROCESO CONSTRUCTIVO ... 1079

113.1 GENERALIDADES ... 1079
113.2 ACCIONES DURANTE LA EJECUCIÓN ... 1079

113.3 CRITERIO DE COMPROBACIÓN 1080
113.3.1 Estados Límite Últimos *1080*
113.3.2 Estados Límite de Servicio *1080*
APÉNDICE A RECOMENDACIONES PARA LA MODIFICACIÓN DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE LOS MATERIALES .. 1081
APÉNDICE B MÉTODOS RECOMENDADOS PARA ESTIMAR LA DEFORMACIÓN DE FLUENCIA Y RETRACCIÓN 1082
B.100 GENERALIDADES 1082
B.103 HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA 1082
B.103.1 Retracción autógena *1083*
B.103.2 Retracción por secado *1083*
B.103.3 Fluencia *1084*
B.103.4 Fluencia básica *1084*
B.103.5 Fluencia por secado *1084*
B.104 PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL DE IDENTIFICACIÓN 1084
B.104.1 Retracción autógena *1085*
B.104.2 Retracción por secado *1085*
B.104.3 Fluencia básica *1085*
B.104.4 Fluencia por secado *1085*
B.105 ESTIMACIÓN DE LA DEFORMACIÓN DIFERIDA A LARGO PLAZO 1086
APÉNDICE C PROPIEDADES DEL ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS ADECUADAS PARA SU UTILIZACIÓN CON ESTE ANEJO 1088
APÉNDICE D MÉTODO PROPUESTO DE CÁLCULO DETALLADO DE LAS PÉRDIDAS POR RELAJACIÓN DEL PRETENSADO 1089
APÉNDICE E CLASES RESISTENTES INDICATIVAS PARA LA DURABILIDAD 1090
APÉNDICE F EXPRESIONES RECOMENDADAS PARA LA ARMADURA DE TRACCIÓN BAJO CONDICIONES DE TENSIÓN PLANA 1091
F.1 GENERALIDADES 1091
APÉNDICE G RECOMENDACIONES PARA LA CONSIDERACIÓN DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA 1093
APÉNDICE H EFECTOS GLOBALES DE SEGUNDO ORDEN EN ESTRUCTURAS 1094
APÉNDICE I RECOMENDACIONES PARA EL ANÁLISIS DE LOSAS PLANAS Y PANTALLAS 1095
I.1.2 Análisis del pórtico equivalente *1095*
APÉNDICE J EJEMPLOS DE DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA SITUACIONES PARTICULARES 1096
J.104 ÁREAS PARCIALMENTE CARGADAS 1096
J.104.1 Zonas de apoyo en puentes *1096*
J.104.2 Zonas de anclaje en elementos postesos *1096*
APÉNDICE KK MÉTODOS PROPUESTOS PARA EVALUAR LOS EFECTOS ESTRUCTURALES PRODUCIDOS POR EL COMPORTAMIENTO DIFERIDO DEL HORMIGÓN 1098
KK.1 INTRODUCCIÓN 1098
KK.2 CONSIDERACIONES GENERALES 1098
KK.3 MÉTODO GENERAL 1099
KK.4 MÉTODO PASO A PASO EN EL TIEMPO 1099
KK.5 APLICACIÓN DE LOS TEOREMAS DE LA VISCOELASTICIDAD LINEAL 1100
KK.6 MÉTODO DEL COEFICIENTE DE ENVEJECIMIENTO 1101

KK.7 FORMULACIÓN SIMPLIFICADA 1102

APÉNDICE LL PROPUESTA PARA LOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN TIPO LÁMINA 1103

APÉNDICE MM RECOMENDACIONES PARA EL ESFUERZO CORTANTE Y FLEXIÓN TRANSVERSAL 1108

APÉNDICE NN RECOMENDACIONES PARA LAS TENSIONES DE DAÑO EQUIVALENTE PARA COMPROBACIONES A FATIGA 1110

NN.1 GENERALIDADES 1110
NN.2 PUENTES DE CARRETERA 1110
NN.2.1 Armadura pasiva y activa 1110
NN.3 PUENTES DE FERROCARRIL 1112

APÉNDICE OO PROPUESTA DE REGIONES DE DISCONTINUIDAD TIPO EN PUENTES 1113

OO.1 DIAFRAGMAS DE TABLEROS DE SECCIÓN CAJÓN CON APOYO DIRECTO DE LAS ALMAS EN LOS APOYOS 1113
OO.2 DIAFRAGMAS DE TABLEROS DE SECCIÓN CAJÓN CON APOYO INDIRECTO DE LAS ALMAS EN LOS APOYOS 1115
OO.3 DIAFRAGMAS DE TABLEROS EMPOTRADOS EN PILAS 1116
OO.4 DIAFRAGMAS DE TABLEROS CON SECCIÓN EN DOBLE T Y APOYOS SITUADOS BAJO LAS ALMAS 1117

APÉNDICE PP FORMATO DE SEGURIDAD PROPUESTO PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL 1118

PP.1 APLICACIÓN PRÁCTICA 1118

APÉNDICE QQ PROPUESTA PARA EL CONTROL DE LA FISURACIÓN POR CORTANTE EN LAS ALMAS 1121

1 Generalidades

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

1.1.1 (1)	1.1.2 (3)	1.3 (1)	1.5.2.2
1.1.1 (2)	1.1.2 (4)	1.5.1 (1)	1.5.2.3
1.1.1 (3)	1.2	1.5.2.1	1.5.2.4

NOTA: La numeración de los apartados de este Anejo en ocasiones no es consecutiva, a semejanza de la estructura de la correspondiente norma de Eurocódigo.

1.1 Alcance

1.1.1 Alcance del anejo.

(1) Este anejo proporciona una base para el proyecto de puentes y sus elementos constitutivos, de hormigón en masa, armado y pretensado, realizados con áridos convencionales y ligeros.

(2) En este anejo se tratan las siguientes materias:

Apartado 1: Generalidades

Apartado 2: Bases de proyecto

Apartado 3: Materiales

Apartado 4: Durabilidad y recubrimiento de armaduras

Apartado 5: Análisis estructural

Apartado 6: Estados Límite Últimos (ELU)

Apartado 7: Estados Límite de Servicio (ELS)

Apartado 8: Detalles de armado con armaduras pasivas y activas – Generalidades

Apartado 9: Detalles constructivos de elementos estructurales y reglas particulares

Apartado 10: Reglas adicionales para elementos estructurales y estructuras de hormigón prefabricado

Apartado 11: Estructuras de hormigón con áridos ligeros

Apartado 12: Estructuras de hormigón en masa y ligeramente armado

Apartado 13: Consideración en el proyecto del proceso constructivo

1.106 Notación

Para el propósito de este anejo, será de aplicación la siguiente notación.

Letras latinas mayúsculas

A	Acción accidental
A	Área de la sección transversal
A_c	Área de la sección transversal de hormigón
A_{ct}	Área de la sección transversal de hormigón en tracción
A_p	Área de la sección transversal de armadura activa
A_s	Área de la sección transversal de armadura pasiva

$A_{s,min}$	Área de la sección mínima de armadura pasiva
A_{sw}	Área de la sección transversal de armadura de cortante
D	Diámetro del mandril
D_{Ed}	Coeficiente de daño por fatiga
E	Efecto de una acción
$E_c, E_{c,28}$	Módulo de elasticidad tangente para un hormigón convencional a una tensión de $\sigma_c = 0$ a la edad de 28 días
$E_{c,eff}$	Módulo de deformación longitudinal eficaz del hormigón
E_{cd}	Valor de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón
E_{cm}	Módulo de elasticidad secante del hormigón
$E_c(t)$	Módulo de elasticidad tangente para un hormigón de densidad normal a una tensión de $\sigma_c = 0$ y una edad de t (días)
E_p	Valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura activa
E_s	Valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura pasiva
EI	Rigidez a flexión
ELS	Estado Límite de Servicio
ELU	Estado Límite Último
EQU	Equilibrio estático
F	Acción
F_d	Valor de cálculo de una acción
F_k	Valor característico de una acción
G_k	Valor característico de una acción permanente
I	Momento de inercia de la sección de hormigón
J	Función de fluencia
K_c	Coeficiente relativo a los efectos de fisuración y fluencia
K_s	Coeficiente relativo a la contribución de las armaduras
L	Longitud
M	Momento flector
M_{Ed}	Momento flector de cálculo
M_{rep}	Momento flector de fisuración
N	Esfuerzo axil o número de ciclos de carga de fatiga
N_{Ed}	Valor de cálculo del esfuerzo axil (tracción o compresión)
P	Fuerza de pretensado
P_o	Fuerza inicial en el extremo activo del tendón de pretensado en el momento inmediatamente posterior al tesado
Q_k	Valor característico de una acción variable

Q_{fat}	Valor característico de una carga de fatiga
R	Resistencia o función de relajación
S	Solicitación y esfuerzos
S	Momento estático
T	Momento torsor
T_{Ed}	Valor de cálculo del momento torsor
V	Esfuerzo cortante
V_{Ed}	Valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por acciones exteriores
Vol	Volumen de tráfico
X	Límite recomendado del porcentaje de armaduras acopladas en una sección
Letras latinas minúsculas	
a	Distancia
a	Dato geométrico
Δa	Tolerancia de un dato geométrico
b	Ancho total de una sección, o ancho real del ala en una viga en T o en L
b_w	Ancho del alma en una viga T, I o L
c_{min}	Recubrimiento mínimo
d	Diámetro; canto
d	Canto útil de una sección transversal
d_g	Tamaño máximo del árido
e	Excentricidad
f	Frecuencia
f_c	Resistencia del hormigón a compresión
f_{cd}	Resistencia de cálculo del hormigón a compresión
f_{ck}	Resistencia característica del hormigón a compresión ensayado en probeta cilíndrica a los 28 días
f_{cm}	Valor medio de la resistencia del hormigón a compresión ensayado en probeta cilíndrica
f_{ctb}	Resistencia a tracción antes de fisurar en un estado de tensión biaxial
f_{ctk}	Resistencia característica del hormigón a tracción
f_{ctm}	Valor medio de la resistencia del hormigón a tracción
f_{ctx}	Resistencia a tracción adecuada para la evaluación del momento de fisuración
f_p	Resistencia a tracción del acero de las armaduras activas
f_{pk}	Resistencia característica a tracción del acero de las armaduras activas
$f_{p0,1}$	Límite elástico convencional al 0,1% de la armadura activa
$f_{p0,1k}$	Límite elástico característico al 0,1% de la armadura activa
$f_{0,2k}$	Límite elástico característico al 0,2% de la armadura pasiva

f_t	Resistencia a tracción de la armadura pasiva
f_{tk}	Resistencia característica a tracción de la armadura pasiva
f_y	Límite elástico de la armadura pasiva
f_{yd}	Límite elástico de cálculo de la armadura pasiva
f_{yk}	Límite elástico característico de la armadura pasiva
f_{ywd}	Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante
h	Altura
h	Canto total de una sección
i	Radio de giro
k	Coeficiente; factor
l	Longitud, luz de vano o altura
m	Masa o componentes de la losa
n	Componentes del esfuerzo de membrana
q_{ud}	Valor máximo alcanzado de la combinación en un análisis no lineal
r	Radio o coeficiente de corrección para el pretensado
$1/r$	Curvatura de una sección particular
s	Separación entre fisuras
t	Espesor
t	Instante de tiempo considerado
t_0	Edad del hormigón en el momento de puesta en carga
u	Perímetro de la sección de hormigón, de área A_c
u	Componente del desplazamiento de un punto
v	Componente del desplazamiento de un punto o cortante transversal
w	Componente del desplazamiento de un punto o ancho de fisura
x	Profundidad de la fibra neutra
x, y, z	Coordenadas
x_u	Profundidad de la fibra neutra en ELU tras la redistribución
z	Brazo mecánico
Letras griegas mayúsculas	
Φ	Coeficiente dinámico
Letras griegas minúsculas	
α	Ángulo; ratio; coeficiente de los efectos a largo plazo o relación entre tensiones principales
α_e	Relación E_s/E_{cm}
α_h	Coeficiente de reducción para θ_1
β	Ángulo, ratio; coeficiente t

γ	Coeficiente parcial de seguridad
γ_A	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones accidentales A
γ_C	Coeficiente parcial de seguridad del hormigón
γ_F	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones, F
$\gamma_{F,fat}$	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones de fatiga
$\gamma_{C,fat}$	Coeficiente parcial de seguridad de la fatiga del hormigón
γ_O	Coeficiente global de seguridad
γ_G	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes, G
γ_M	Coeficiente parcial de una propiedad del material, teniendo en cuenta las incertidumbres en la propiedad del material, la desviación geométrica y el modelo de cálculo utilizado
γ_P	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones de pretensado, P
γ_Q	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables, Q
γ_S	Coeficiente parcial de seguridad de la armadura pasiva o activa
$\gamma_{S,fat}$	Coeficiente parcial de seguridad de la armadura pasiva o activa bajo cargas de fatiga
γ_f	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones sin tener en cuenta las incertidumbres del modelo
γ_g	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes sin tener en cuenta las incertidumbres del modelo
γ_m	Coeficientes parciales de la propiedad de un material, teniendo en cuenta únicamente las incertidumbres en la propiedad del material
δ	Incremento; Coeficiente de redistribución
ξ	Función de redistribución de fluencia o relación entre las capacidades adherentes
ζ	Coeficiente de reducción o distribución
ε_c	Deformación de compresión del hormigón
ε_{ca}	Retracción autógena
ε_{cc}	Deformación de fluencia
ε_{cd}	Retracción por secado
ε_{c1}	Deformación de compresión del hormigón correspondiente a la tensión máxima f_c
ε_{cu}	Deformación última de compresión en el hormigón
ε_u	Deformación de la armadura pasiva o activa bajo carga máxima
ε_{uk}	Deformación característica de la armadura pasiva o activa bajo carga máxima
θ	Ángulo
θ_1	Inclinación de las imperfecciones geométricas
λ	Esbeltez o coeficientes de daño equivalente en fatiga
μ	Coeficiente de rozamiento entre los tendones y sus vainas
ν	Coeficiente de Poisson
ν	Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por cortante

ρ	Densidad seca del hormigón (después de secado en estufa) en kg/m^3
ρ_{1000}	Valor de la pérdida por relajación (en %) a las 1000 horas, después del tesado y a una temperatura media de 20° C
ρ_l	Cuantía de armadura longitudinal
ρ_w	Cuantía de armadura de cortante
σ_c	Tensión de compresión en el hormigón
σ_{cp}	Tensión de compresión en el hormigón por un esfuerzo axil o de pretensado
σ_{cu}	Tensión de compresión en el hormigón correspondiente a la deformación última de compresión ε_{cu}
τ	Tensión tangencial de torsión
ϕ	Diámetro de una armadura o de una vaina de pretensado
ϕ_n	Diámetro equivalente de un grupo de armaduras
$\varphi(t, t_0)$	Coeficiente de fluencia entre los instantes t_0 y t, relativo a una deformación elástica a los 28 días
φ_{fat}	Coeficiente de impacto de daño equivalente en fatiga
$\varphi(\infty, t_0)$	Coeficiente de fluencia a tiempo infinito
ψ	Coeficientes que definen los valores representativos de las acciones variables
	ψ_0 Para valores de combinación
	ψ_1 Para valores frecuentes
	ψ_2 Para valores cuasi-permanentes
χ	Coeficiente de envejecimiento

2 Bases de cálculo

Son de aplicación todas las cláusulas del Anejo 19.

3 Materiales

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19.

3.1.1 (1)	3.1.8 (1)	3.3.1 (1)	
3.1.1 (2)	3.1.9 (1)	3.3.1 (2)	
3.1.2 (1)	3.1.9 (2)	3.3.1 (3)	
3.1.2 (3)	3.2.1 (1)	3.3.1 (4)	3.3.6 (1)
3.1.2 (4)	3.2.1 (2)	3.3.1 (5)	3.3.6 (2)
3.1.2 (5)	3.2.1 (3)	3.3.1 (6)	3.3.6 (3)
3.1.2 (6)	3.2.1 (4)	3.3.1 (7)	3.3.6 (4)
3.1.2 (7)	3.2.1 (5)		3.3.6 (5)
3.1.2 (8)	3.2.2 (1)		3.3.6 (6)

3.1.2 (9)	3.2.2 (2)		3.3.6 (7)
3.1.3 (1)	3.2.2 (3)	3.3.1 (11)	3.3.7 (1)
3.1.3 (2)	3.2.2 (4)	3.3.2 (1)	3.3.7 (2)
3.1.3 (3)	3.2.2 (5)		
3.1.3 (4)	3.2.2 (6)	3.3.2 (3)	3.4.1.1 (2)
3.1.3 (5)	3.2.3 (1)		3.4.1.1 (3)
3.1.4 (1)	3.2.4 (2)		
3.1.4 (2)	3.2.5 (1)		
3.1.4 (3)	3.2.5 (2)		
3.1.4 (4)	3.2.5 (3)		3.4.2.1 (1)
3.1.4 (5)	3.2.5 (4)		3.4.2.1 (2)
3.1.4 (6)	3.2.6 (1)		3.4.2.1 (3)
3.1.5 (1)	3.2.7 (1)		3.4.2.2 (1)
3.1.7 (1)	3.2.7 (2)		
3.1.7 (2)	3.2.7 (3)		
3.1.7 (3)	3.2.7 (4)		

3.1 Hormigón

3.1.2 Resistencia

(102) La resistencia en este anejo se indica por medio de la resistencia característica a compresión del hormigón en probeta cilíndrica a los 28 días f_{ck}, con un valor mínimo de 25 N/mm^2 y un valor máximo de 90 N/mm^2.

3.1.6 Resistencias de cálculo a compresión y tracción

(101) El valor de cálculo de la resistencia a compresión f_{cd} se define como:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C \qquad (3.15)$$

donde:

γ_C es el coeficiente parcial de seguridad del hormigón, véase el apartado 2.4.2.4 del Anejo 19, y

α_{cc} es un coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo en la resistencia a compresión y los efectos desfavorables que resultan de la forma en la que se aplica la carga. Con carácter general se utilizará el valor $\alpha_{cc} = 1{,}00$. El autor del proyecto podrá valorar la adopción de un valor inferior, comprendido entre $0{,}85$ y $1{,}00$ en función de las características del elemento. En caso de utilizar hormigón ligero, se tomará $\alpha_{cc} = 0{,}85$.

(102) El valor de cálculo de la resistencia a tracción f_{ctd} se define como:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_C \qquad (3.16)$$

donde:

γ_C es el coeficiente parcial de seguridad del hormigón, véase el apartado 2.4.2.4 del Anejo 19, y

α_{ct} es un coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo en la resistencia a tracción y los efectos desfavorables que resultan de la forma en la que se aplican las cargas. Se utilizará el valor $\alpha_{ct} = 1{,}00$.

3.2 Armadura pasiva

3.2.4 Características de ductilidad

(101) La armadura deberá tener una ductilidad adecuada, definida por el cociente entre la resistencia a tracción y el límite elástico $(f_t/f_y)_k$, así como por la deformación bajo carga máxima ε_{uk}. Para puentes se adoptan los tipos S y SD (véase la tabla 34.2.a del Código Estructural).

4 Durabilidad y recubrimiento de armaduras

La durabilidad de las estructuras de hormigón se recoge en el Capítulo 9 de este Código Estructural.

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19.

4.1 (1)	4.2 (3)	4.4.1.2 (4)	4.4.1.3 (1)
4.1 (2)	4.3 (1)	4.4.1.2 (5)	4.4.1.3 (2)
4.1 (3)	4.3 (2)	4.4.1.2 (7)	4.4.1.3 (3)
4.1 (4)	4.4.1.1 (1)	4.4.1.2 (8)	4.4.1.3 (4)
4.1 (5)	4.4.1.1 (2)	4.4.1.2 (10)	
4.1 (6)	4.4.1.2 (1)	4.4.1.2 (11)	
4.2 (1)	4.4.1.2 (2)	4.4.1.2 (12)	
4.2 (2)	4.4.1.2 (3)	4.4.1.2 (13)	

4.2 Condiciones ambientales

(104) Se debe considerar en el proyecto la penetración del agua o la posibilidad de infiltración del agua desde la calzada hacia el interior de las estructuras aligeradas.

(105) La clase de exposición de una superficie de hormigón protegida mediante impermeabilización deberá ser del tipo XC3.

(106) Si se utilizan sales fundentes, todas las superficies de hormigón expuestas situadas a menos de $10\,m$ metros de la calzada medidos horizontalmente, o a menos de $5\,m$ metros por encima de la calzada, deben considerarse como directamente afectadas por las sales fundentes. Las caras superiores de los apoyos situadas bajo las juntas de dilatación deben considerarse igualmente como directamente afectadas por las sales fundentes.

Las clases de exposición para las superficies directamente expuestas a las sales de deshielo serán XF2 o XF4, según el caso. Además, se dispondrán recubrimientos con los espesores indicados en el apartado 44.3 del Código Estructural.

4.3 Requisitos para la durabilidad

(103) Las armaduras activas exteriores deben cumplir con los requisitos establecidos en el Código Estructural.

4.4 Métodos de comprobación

4.4.1 Recubrimiento del hormigón

4.4.1.2 Recubrimiento mínimo de hormigón, c_{min}

El recubrimiento mínimo debe cumplir lo recogido en los apartados 44.2.1, 44.4 y 44.5 del Código Estructural.

(109) En el caso de un hormigón vertido in-situ sobre una superficie de hormigón existente (prefabricado o in-situ), se pueden modificar los requisitos para el recubrimiento entre la armadura y la zona de contacto.

El recubrimiento es necesario solo para satisfacer la condición de adherencia (véase el apartado 4.4.1.2(3) del Anejo 19), si se cumplen las siguientes condiciones:

- La superficie del hormigón existente no ha estado expuesta a ambiente exterior más de 28 días.
- La superficie del hormigón existente es rugosa.
- La resistencia característica del hormigón existente es al menos f_{ck} 25 N/mm^2.

Además, la suma del recubrimiento del hormigón in situ más, en su caso, el espesor del elemento de hormigón existente deberá cumplir lo indicado en el apartado 4.4.1 del Anejo 19.

(114) Los tableros de hormigón visto de puentes de carreteras, que no tengan impermeabilización o revestimiento, deben clasificarse como Clase de Abrasión XM2.

(115) Cuando una superficie de hormigón se encuentre sometida a abrasión por aguas que arrastren hielo o partículas sólidas, el recubrimiento debe incrementarse un mínimo de $10\ mm$.

5 Análisis estructural

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19.

5.1.1 (1)	5.6.1 (3)	5.8.5 (2)	5.10.1 (3)
5.1.1 (2)	5.6.1 (4)	5.8.5 (3)	5.10.1 (4)
5.1.1 (3)	5.6.2 (1)		5.10.1 (5)
5.1.1 (4)	5.6.2 (3)	5.8.6 (1)	5.10.2.1 (1)
5.1.1 (5)	5.6.2 (4)	5.8.6 (2)	5.10.2.1 (2)
5.1.1 (6)	5.6.2 (5)	5.8.6 (3)	5.10.2.2 (1)
5.1.1 (7)	5.6.3 (1)	5.8.6 (4)	5.10.2.2 (2)
5.1.2 (1)	5.6.3 (3)	5.8.6 (5)	5.10.2.2 (3)
5.1.2 (2)	5.6.3 (4)	5.8.6 (6)	5.10.2.2 (4)
5.1.2 (3)	5.6.4 (1)	5.8.7.1 (1)	5.10.2.2 (5)
5.1.2 (4)	5.6.4 (2)	5.8.7.1 (2)	5.10.2.3 (1)
5.1.2 (5)	5.6.4 (3)	5.8.7.2 (1)	5.10.3 (1)
5.1.4 (1)	5.6.4 (4)	5.8.7.2 (2)	5.10.3 (2)
5.1.4 (2)	5.6.4 (5)	5.8.7.2 (3)	5.10.3 (3)
5.1.4 (3)	5.7 (1)	5.8.7.2 (4)	5.10.3 (4)
5.2 (1)	5.7 (2)	5.8.7.3 (1)	5.10.4 (1)
5.2 (2)	5.7 (3)	5.8.7.3 (2)	5.10.5.1 (1)
5.2 (3)	5.7 (4)	5.8.7.3 (3)	5.10.5.1 (2)

5.2 (7)	5.8.1	5.8.7.3 (4)	5.10.5.2 (1)
5.3.1 (1)	5.8.2 (1)	5.8.8.1 (1)	5.10.5.2 (2)
5.3.1 (3)	5.8.2 (2)	5.8.8.1 (2)	5.10.5.2 (3)
5.3.1 (4)	5.8.2 (3)	5.8.8.2 (1)	5.10.5.2 (4)
5.3.1 (5)	5.8.2 (4)	5.8.8.2 (2)	5.10.5.3 (1)
5.3.1 (7)	5.8.2 (5)	5.8.8.2 (3)	5.10.5.3 (2)
5.3.2.1 (1)	5.8.2 (6)	5.8.8.2 (4)	5.10.6 (1)
5.3.2.1 (2)	5.8.3.1 (1)	5.8.8.3 (1)	5.10.6 (2)
5.3.2.1 (3)	5.8.3.1 (2)	5.8.8.3 (2)	5.10.6 (3)
5.3.2.1 (4)	5.8.3.2 (1)	5.8.8.3 (3)	5.10.7 (1)
5.3.2.2 (1)	5.8.3.2 (2)	5.8.8.3 (4)	5.10.7 (2)
5.3.2.2 (2)	5.8.3.2 (3)	5.8.9 (1)	5.10.7 (3)
5.3.2.2 (3)	5.8.3.2 (4)	5.8.9 (2)	5.10.7 (4)
5.4 (1)	5.8.3.2 (5)	5.8.9 (3)	5.10.7 (5)
5.4 (2)	5.8.3.2 (6)	5.8.9 (4)	5.10.7 (6)
5.4 (3)	5.8.3.2 (7)	5.9 (1)	5.10.8 (1)
5.5 (1)	5.8.4 (1)	5.9 (2)	5.10.8 (2)
5.5 (2)	5.8.4 (2)	5.9 (3)	5.10.9 (1)
5.5 (3)	5.8.4 (3)	5.9 (4)	5.11 (1)
5.5 (6)	5.8.4 (4)	5.10.1 (1)	5.11 (2)
5.6.1 (2)	5.8.5 (1)	5.10.1 (2)	

5.1 Generalidades

5.1.1 Requisitos generales

(108) Para el análisis de efectos diferidos en puentes se pueden aplicar métodos de cálculo reconocidos.

NOTA: Se puede encontrar más información en el Apéndice KK.

5.1.3 Hipótesis de carga y combinaciones

(101) Al plantear las combinaciones de acciones (véanse el apartado 6 y el Apéndice A2 del Anexo 18), deberán considerarse las hipótesis de carga que den lugar a las pésimas condiciones de cálculo en todas las secciones de la estructura considerada o en cualquiera de sus partes, sin adoptar simplificaciones específicas en el tratamiento de las acciones. El autor del proyecto valorará, en su caso, el empleo de hipótesis de cálculo simplificadas.

5.2 Imperfecciones geométricas

(104) Los puntos (105) y (106) de este apartado y el punto (7) del apartado 5.2 del Anejo 19, son de aplicación a elementos sometidos a compresión simple y estructuras con carga vertical. Los valores numéricos corresponden a desviaciones normales en la ejecución (con un control de ejecución normal, de acuerdo al apartado 14.3 del Código Estructural). Cuando se apliquen otras desviaciones de ejecución, los valores numéricos se ajustarán de modo apropiado.

(105) Las imperfecciones pueden representarse por una inclinación θ_l, dada por

$$\theta_1 = \theta_0 \alpha_h \qquad (5.101)$$

donde:

θ_0 es el valor básico y es igual a 1/200

α_h es el coeficiente de reducción por la longitud o altura:

$\alpha_h = 2/\sqrt{l}\,;\ \alpha_h \leq 1$

l es la longitud o altura [m].

(106) Para puentes arco, la forma de las imperfecciones en los planos horizontal y vertical debe basarse en la forma de los modos principales de pandeo horizontal y vertical, respectivamente. Cada modo debe representarse por un perfil sinusoidal, tomándose una amplitud de $a = \theta_1 \frac{l}{2}$, donde l es la mitad de la longitud de onda.

Los puntos (8) y (9) del apartado 5.2 del Anejo 19 no son de aplicación.

5.3 Modelización de la estructura

5.3.1 Modelos estructurales para análisis globales

Los puntos (2) y (6) del apartado 5.3.1 del Anejo 19 no son de aplicación.

5.3.2 Parámetros geométricos

5.3.2.2 Luz efectiva de vigas y losas

NOTA: Los puntos (1), (2) y (3) del apartado 5.3.2.2 del Anejo 19 son de aplicación, aunque ese anejo haga referencia a edificación.

(104) En el caso de una viga o losa continua sobre un apoyo, que se pueda considerar que no coacciona el giro (por ejemplo, sobre muros) y en el análisis se considere como apoyo puntual, el momento de cálculo en el apoyo, obtenido bajo la hipótesis de una luz igual a la distancia entre centros de apoyos, puede reducirse en una cantidad ΔM_{Ed}, tal como sigue:

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} t/8 \qquad (5.9)$$

donde:

$F_{Ed,sup}$ es la reacción de cálculo en el apoyo

t se tomará igual a la anchura del apoyo.

5.5 Análisis elástico lineal con redistribución limitada

(104) En vigas o losas continuas que:

a) estén solicitadas principalmente a flexión y

b) tengan una relación entre luces de vanos adyacentes dentro de un rango comprendido entre 0,5 y 2,

la redistribución de momentos flectores se puede llevar a cabo sin comprobar de forma explícita la capacidad de giro, si se cumple que:

$\delta \geq k_1 + k_2 x_u/d$ para $f_{ck} \leq 50$ N/mm^2 (5.10a)

$\delta \geq k_3 + k_4 x_u/d$ para $f_{ck} > 50$ N/mm^2 (5.10b)

$\delta \geq k_5$ si se utilizan armaduras de tipos S y SD (véase la tabla 34.2.a del Código Estructural)

No se permite redistribución alguna si se utilizan en aceros de tipo T (véase la tabla 34.3 del Código Estructural)

donde:

δ es la relación existente entre el momento redistribuido y el momento flector elástico

x_u es la profundidad de la fibra neutra en el Estado Límite Último después de la redistribución

d es el canto útil de la sección

$k_1 = 0{,}44$

$k_2 = 1{,}25(0{,}6 + 0{,}0014/\varepsilon_{cu2})$

$k_3 = 0{,}54$

$k_4 = 1{,}25(0{,}6 + 0{,}0014/\varepsilon_{cu2})$

$k_5 = 0{,}85.$

NOTA: Para el dimensionamiento de losas macizas se pueden utilizar los límites del Anejo 19.

(105) La redistribución no se debe llevar a cabo en circunstancias en las cuales la capacidad de giro no pueda definirse con seguridad (por ejemplo, en puentes curvos o esviados).

5.6 Análisis plástico

5.6.1 Generalidades

(101) Los métodos basados en un análisis plástico únicamente se podrán utilizar para la comprobación en ELU, siempre que lo permita la propiedad.

5.6.2 Análisis plástico de vigas, pórticos y losas

(102) La ductilidad se considerará adecuada si se cumplen las condiciones siguientes:

i) Se limita el área de la armadura de tracción, de forma que, en cualquier sección

$x_u/d \leq 0{,}15$ para hormigones con resistencia característica $f_{ck} \leq 50$

$\leq 0{,}10$ para hormigones con resistencia característica $f_{ck} \geq 55$.

ii) Las armaduras pasivas son de tipos S y SD.

iii) La relación entre los momentos en apoyos intermedios y los momentos en centro de vano se encuentra en un rango comprendido entre 0,5 y 2.

NOTA: Para el dimensionamiento de losas macizas se pueden utilizar los límites del Anejo 19 del Código Estructural.

5.6.3 Capacidad de giro

(102) En las zonas de rótulas plásticas, x_u/d no podrá exceder de $0{,}30$ para hormigones con resistencia característica $f_{ck} \leq 50$, y de $0{,}23$ para hormigones con resistencia característica $f_{ck} \geq 55$.

5.7 Análisis no lineal

(105) Puede acometerse un análisis no lineal siempre que el modelo pueda cubrir de forma adecuada todos los posibles modos de fallo (por ejemplo, flexión, axil, cortante, rotura a compresión debida a una reducción de la resistencia efectiva del hormigón, etc.) y que la resistencia a tracción del hormigón no se utilice como un mecanismo principal resistente.

Si un único análisis no es suficiente para comprobar todos los mecanismos de fallo, se deben llevar a cabo análisis adicionales por separado.

Deben considerarse las siguientes hipótesis cuando se utilice un análisis no lineal:

- Para la armadura pasiva, se utilizará el diagrama tensión-deformación representado en la figura A19.3.8, del Anejo 19.

- En el caso de no disponer del diagrama garantizado por el fabricante, se utilizará la curva A. En dicho diagrama, f_{yk} y kf_{yk} deben sustituirse por 1,1f_{yk} y 1,1kf_{yk}, respectivamente.
- Para la armadura activa, se utilizará el diagrama tensión-deformación representado en la curva A de la figura A19.3.10 del apartado 3.3.6 del Anejo 19. En este diagrama f_{pk} debe sustituirse por 1,1f_{pk}.
- Para el hormigón, el diagrama tensión-deformación utilizado debe basarse en la expresión (3.14) del apartado 3.1.5 del Anejo 19. En el valor k de esta expresiónf_{cm} debe sustituirse por $\gamma_{cf} f_{cm}$, con $\gamma_{cf} = 1{,}1 \cdot \gamma_S/\gamma_C$.

Se utilizará el siguiente método de cálculo para verificar la seguridad:

- La resistencia se calculará para diferentes niveles de las acciones correspondientes, los cuales deben incrementarse a partir de sus valores de servicio por escalones sucesivos, de forma que los valores de $\gamma_G \cdot G_k$ y $\gamma_Q \cdot Q_k$ se alcancen en el mismo escalón de carga. El proceso incremental de carga proseguirá hasta que alguna parte de la estructura alcance su resistencia última, que se evaluará teniendo en cuenta α_{cc}, o se produzca el fallo global de la estructura. La carga correspondiente a esta situación se denomina carga última q_{ud}.
- Se considerará un coeficiente global de seguridad γ_0, lo que implica una capacidad resistente $R\left(\frac{q_{ud}}{\gamma_0}\right)$.
- Se debe cumplir una de las siguientes expresiones:

$$\gamma_{Rd} E(\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R\left(\frac{q_{ud}}{\gamma_0}\right) \qquad \text{(5.102 a)}$$

o

$$E(\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R\left(\frac{q_{ud}}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_0}\right) \qquad \text{(5.102 b)}$$

(es decir) $R\left(\frac{q_{ud}}{\gamma_{0'}}\right)$

o

$$\gamma_{Rd}\gamma_{Sd} E(\gamma_g G + \gamma_q Q) \leq R\left(\frac{q_{ud}}{\gamma_0}\right) \qquad \text{(5.102 c)}$$

donde:

E	Solicitación debida a las acciones
R	Resistencia o respuesta de la estructura
γ_{Rd}	es el coeficiente parcial que tiene en cuenta la incertidumbre del modelo de resistencia, tomándose el valor $\gamma_{Rd} = 1{,}06$
γ_{Sd}	es el coeficiente parcial que tiene en cuenta la incertidumbre del modelo de las acciones o esfuerzos de las acciones, tomándose el valor $\gamma_{Sd} = 1{,}15$
γ_0	es el coeficiente global de seguridad, tomándose el valor $\gamma_0 = 1{,}20$.

$\gamma'_0 = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_0$.

Se remite al Apéndice PP *"Formato de seguridad propuesto para el cálculo no lineal"* para mayores detalles.

Cuando la incertidumbre de los modelos (γ_{Rd} y γ_{Sd}) no se considere explícitamente en el análisis (es decir $\gamma_{Rd} = \gamma_{Sd} = 1$), se debe utilizar el valor $\gamma_0 = 1{,}27$.

NOTA: Si las propiedades de cálculo de los materiales (por ejemplo, como en 5.8.6 de Anejo 19) se utilizan para un análisis no lineal, habrá que tener un cuidado especial con los efectos de las acciones indirectas (por ejemplo, las deformaciones impuestas).

5.8 Análisis de los efectos de segundo orden con esfuerzo axil

5.8.4 Fluencia

(105) Se puede utilizar un método más preciso para la evaluación de la fluencia.

NOTA: Se puede encontrar más información en el Apéndice KK.

5.10 Elementos y estructuras pretensadas

5.10.1 Generalidades

(106) Se debe evitar la rotura frágil utilizando el método descrito en el punto (109) del apartado 6.1.

5.10.8 Efectos del pretensado en el Estado Límite Último

(103) Si el incremento de tensión en el pretensado exterior se calcula utilizando el estado de deformación del elemento en su totalidad, debe utilizarse un análisis no lineal. Véase el apartado 5.7.

6 Estados Límite Últimos (ELU)

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19.

6.1 (1)	6.2.4 (6)	6.4.3 (1)	6.5.4 (9)
6.1 (2)	6.2.4 (7)	6.4.3 (2)	6.6 (1)
6.1 (3)	6.2.5 (1)	6.4.3 (3)	6.6 (2)
6.1 (4)	6.2.5 (2)	6.4.3 (4)	6.6 (3)
6.1 (5)	6.2.5 (3)	6.4.3 (5)	6.7 (1)
6.1 (6)	6.2.5 (4)	6.4.3 (6)	6.7 (2)
6.1 (7)	6.3.1 (1)	6.4.3 (7)	6.7 (3)
6.2.1 (1)	6.3.1 (2)	6.4.3 (8)	6.7 (4)
6.2.1 (2)	6.3.1 (3)	6.4.3 (9)	6.8.1 (1)
6.2.1 (3)	6.3.1 (4)	6.4.4 (1)	6.8.2 (1)
6.2.1 (4)	6.3.1 (5)	6.4.4 (2)	6.8.2 (2)
6.2.1 (5)	6.3.2 (1)	6.4.5 (1)	6.8.2 (3)
6.2.1 (6)	6.3.2 (5)	6.4.5 (2)	6.8.3 (1)
6.2.1 (7)	6.3.3 (1)	6.4.5 (3)	6.8.3 (2)
6.2.1 (8)	6.3.3 (2)	6.4.5 (4)	6.8.3 (3)
6.2.1 (9)	6.4.1 (1)	6.4.5 (5)	6.8.4 (1)
6.2.2 (2)	6.4.1 (2)	6.5.1 (1)	6.8.4 (2)
6.2.2 (3)	6.4.1 (3)	6.5.2 (1)	6.8.4 (3)
6.2.2 (4)	6.4.1 (4)	6.5.2 (2)	6.8.4 (4)

6.2.2 (5)	6.4.1 (5)	6.5.2 (3)	6.8.4 (5)
6.2.2 (6)	6.4.2 (1)	6.5.3 (1)	6.8.4 (6)
6.2.2 (7)	6.4.2 (2)	6.5.3 (2)	6.8.5 (1)
6.2.3 (1)	6.4.2 (3)	6.5.3 (3)	6.8.5 (2)
6.2.3 (2)	6.4.2 (4)	6.5.4 (1)	6.8.5 (3)
6.2.3 (4)	6.4.2 (5)	6.5.4 (2)	6.8.6 (1)
6.2.3 (5)	6.4.2 (6)	6.5.4 (3)	6.8.6 (2)
6.2.3 (6)	6.4.2 (7)	6.5.4 (4)	6.8.7 (2)
6.2.3 (8)	6.4.2 (8)	6.5.4 (5)	6.8.7 (3)
6.2.4 (1)	6.4.2 (9)	6.5.4 (6)	6.8.7 (4)
6.2.4 (2)	6.4.2 (10)	6.5.4 (7)	
6.2.4 (4)	6.4.2 (11)	6.5.4 (8)	

6.1 Flexión simple o compuesta

(108) Para el pretensado exterior, se acepta la hipótesis de que la deformación de la armadura activa entre dos puntos fijos consecutivos es constante. La deformación en la armadura activa será entonces igual a la deformación remanente, tras las pérdidas, incrementada en la deformación estructural entre los puntos fijos considerados.

(109) Para estructuras pretensadas, se puede satisfacer el punto 5 del apartado 5.10.1 si se proporciona un área mínima de armadura pasiva, de acuerdo con la expresión (6.101a).

Este método garantiza que la rotura no es frágil si se cumple la siguiente ecuación, es decir, si se garantiza que la armadura a tracción proporciona un momento último igual al de fisuración de la sección.

$$A_p \cdot f_{pyd} \cdot \frac{d_p}{d_s} + A_S \cdot f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} \cdot f_{ctm} + \frac{P}{z} \cdot \left(\frac{W_1}{A} + e\right) \qquad (6.101a)$$

donde:

A_p	área de la armadura activa adherente
A_S	área de la armadura pasiva
f_{pyd}	resistencia de cálculo del acero de la armadura activa adherente en tracción
f_{yd}	resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva en tracción
f_{ctm}	resistencia media a flexotracción del hormigón
W_1	módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada
d_p	profundidad de la armadura activa desde la fibra más comprimida de la sección
d_s	profundidad de la armadura pasiva desde la fibra más comprimida de la sección
P	fuerza de pretensado descontadas las pérdidas instantáneas
A	área de la sección bruta de hormigón
e	excentricidad del pretensado respecto del centro de gravedad de la sección bruta
z	brazo mecánico de la sección. A falta de cálculos más precisos puede adoptarse $z = 0{,}8\,h$.

En caso de que solo exista armadura activa en la sección de cálculo, se considerará $d_p/d_s=1$ en la expresión anterior.

(110) Además, serán de aplicación las siguientes reglas:

i) La armadura pasiva mínima debe disponerse en las zonas donde aparezcan tensiones de tracción en el hormigón bajo la combinación característica de acciones. En esta comprobación, se deben considerar únicamente los efectos hiperestáticos del pretensado, ignorando los efectos isostáticos del mismo.

ii) En el caso de piezas con armadura pretesa, la expresión (6.101a) se empleará utilizando una de las alternativas, a) o b) siguientes:

a) Las armaduras activas que tengan un recubrimiento de hormigón de al menos $k_{cm} = 2$ veces el mínimo especificado en el apartado 4.4.1.2 se considerarán como efectivas en $A_{s,min}$. Se utilizará un valor de z_s basado en la posición efectiva de los cordones y se sustituirá f_{yk} por $f_{p0,1k}$.

b) Las armaduras activas sometidas a tensiones inferiores a 0,6 f_{pk} tras las pérdidas bajo la combinación característica de acciones, se considerarán como totalmente activas. En este caso la expresión (6.101a) se sustituye por:

$$A_{s,min} f_{yk} + A_p \Delta\sigma_p \geq \frac{M_{rep}}{z} \qquad (6.101b)$$

donde:

$\Delta\sigma_p$ es el mínimo de los dos valores siguientes: $0{,}4 f_{ptk}$ y 500 N/mm^2.

iii) Para asegurar una ductilidad adecuada, en el caso de vigas continuas, será necesario prolongar la armadura mínima $A_{s,min}$, definida en las expresiones (6.101), hasta el apoyo intermedio del vano considerado.

Sin embargo, no será necesaria dicha prolongación si, en el Estado Límite Último, la capacidad resistente a tracción proporcionada por las armaduras pasiva y activa sobre los apoyos, calculada con las resistencias características f_{yk} y $f_{p0,1k}$, respectivamente, es menor que la capacidad resistente a compresión del ala inferior, lo que significa que no es probable una rotura a compresión del hormigón:

$$A_s f_{yk} + k_p A_p f_{p0,1k} < t_{inf} b_0 \alpha_{cc} f_{ck} \qquad (6.102)$$

donde:

t_{inf}, b_0 son, respectivamente, el espesor y el ancho del ala inferior de la sección. En el caso de secciones en T, se tomará t_{inf} igual a b_0

A_s,A_p representan, respectivamente, el área de armadura pasiva y activa en la zona de tracción en el Estado Límite Último

$k_p = 1{,}0$.

6.2 Esfuerzo cortante

6.2.2 Elementos que no requieren armadura de cortante

(101) El valor de cálculo de la resistencia a cortante $V_{Rd,c}$ viene dado por:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100\, \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}\right] b_w d \qquad (6.2a)$$

con un valor mínimo de

$$V_{Rd,c} = \left(\nu_{min} + k_1 \sigma_{cp}\right) b_w d \qquad (6.2b)$$

donde:

f_{ck} en N/mm^2

k $= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0$ con d en mm

ρ_l $= \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0{,}02$

A_{sl} es el área de la armadura de tracción, que se prolonga en una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección considerada (véase la figura A21.6.3). El área de la armadura activa adherente se puede incluir en el cálculo de A_{sl}. En este caso, se puede utilizar un valor medio ponderado para d

b_w es el ancho mínimo de la sección en la zona traccionada [mm]

σ_{cp} $= N_{Ed}/A_c < 0{,}2 f_{cd}$ [N/mm^2]

N_{Ed} es el esfuerzo axil en la sección transversal debido a una carga exterior o al efecto activo del pretensado en Newtons ($N_{Ed} > 0$ para compresión). Se puede despreciar la influencia de las deformaciones impuestas en N_{Ed}

A_c es el área de la sección de hormigón [mm^2]

$V_{Rd,c}$ en Newtons

$$C_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_c$$

$$k_1 = 0{,}15$$

$$v_{min} = 0{,}035\, k^{3/2} {f_{ck}}^{1/2} \qquad (6.3)$$

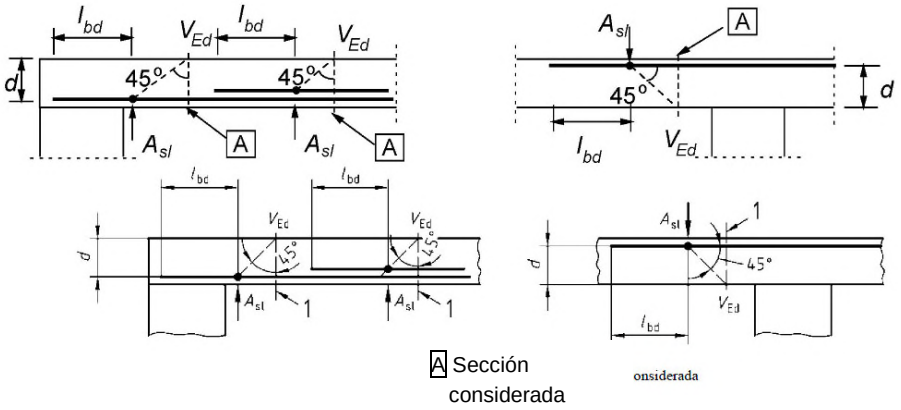


Figura A21.6.3 Definición de A_{sl} en la expresión (6.2)

6.2.3 Elementos que requieren armadura de cortante

(103) Para elementos con armadura vertical de cortante, la resistencia a cortante V_{Rd}, se define como el menor valor de los dos siguientes:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} cot\theta \qquad (6.8)$$

NOTA 1: Si se utiliza la expresión (6.10) se deberá reducir el valor de f_{ywd} a 0,8 f_{ywk} en la expresión (6.8).

y

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd}/(cot\theta + tan\theta) \qquad (6.9)$$

donde:

A_{sw} es el área de la sección transversal de la armadura de cortante

s es la separación de los cercos

f_{ywd} es el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante

ν_1 es un coeficiente de reducción de la resistencia para el hormigón fisurado por cortante. Su valor será $\nu_1 = \nu$, definido en la expresión 6.6 del apartado 6.2.2 del Anejo 19. Si la tensión de cálculo en la armadura de cortante es menor que el 80% del límite elástico característico f_{yk}, se tomará:

$\nu_1 = 0{,}6$ para $f_{ck} \leq 60$ *N/mm²* (6.10.a)

$\nu_1 = 0{,}9 - f_{ck}/200 > 0{,}5$ para $f_{ck} \geq 60$ *N/mm²* (6.10.b)

Los valores anteriores son aplicables tanto para elementos armados como pretensados.

α_{cw} es un coeficiente que tiene en cuenta el estado tensional en el cordón comprimido. Su valor será:

1 para estructuras no pretensadas

$(1 + \sigma_{cp}/f_{cd})$ para $0 < \sigma_{cp} \leq 0{,}25 f_{cd}$ (6.11.a)

1,25 para $0{,}25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0{,}5 f_{cd}$ (6.11.b)

$2{,}5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ para $0{,}5 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1{,}0 f_{cd}$ (6.11.c)

donde:

σ_{cp} es la tensión media de compresión en el hormigón, con valor positivo, debida al esfuerzo axil de cálculo. Se obtendrá dividiendo el axil por la sección homogeneizada de hormigón, teniendo en cuenta, por tanto, la armadura. No se calculará el valor de σ_{cp} a una distancia inferior a $0{,}5d \cdot \cot\theta$ desde el borde del apoyo.

En el caso de armaduras activas rectas, un elevado grado de pretensado ($\sigma_{cp}/f_{cd} > 0{,}5$) y almas delgadas, si los cordones de tracción y compresión son capaces de soportar todo el esfuerzo de pretensado y se disponen diafragmas en los extremos de las vigas para transmitir dicho esfuerzo de pretensado (véase la figura A21.6.101), se puede suponer que el esfuerzo de pretensado se va a repartir entre los cordones. En estas circunstancias, en el alma debe considerarse únicamente el campo de compresión debido al cortante ($\alpha_{cw} = 1$).

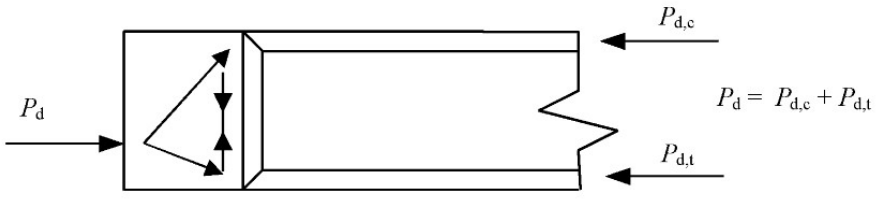


Figura A21.6.101 Transmisión del pretensado a través de diafragmas extremos entre las alas

NOTA 5: El área máxima eficaz de armadura de cortante $A_{sw,max}$ para $cot\theta = 1$ viene dada por:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} \nu_1 f_{cd} \qquad (6.12)$$

(107) La fuerza de tracción adicional ΔF_{td} en la armadura longitudinal debida al cortante V_{Ed} puede calcularse mediante:

$$\Delta F_{td} = 0{,}5 V_{Ed}(cot\theta - cot\alpha) \qquad (6.18)$$

No deberá tomarse un valor de $(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$ superior a $M_{Ed,max}/z$.

En el caso de pretensado adherente situado a lo largo del cordón traccionado, el efecto resistente del pretensado se puede tener en cuenta para resistir la fuerza longitudinal total de tracción.

En el caso de tendones inclinados de pretensado adherente junto a armadura pasiva longitudinal y/o tendones de pretensado adherente longitudinales, la resistencia a cortante se puede calcular, de manera simplificada, superponiendo dos modelos de celosías con geometría diferente (véase la figura A21.6.102).

En la expresión (6.9) para comprobar el campo de tensiones en el hormigón se adoptará un valor ponderado entre θ_1 y θ_2.

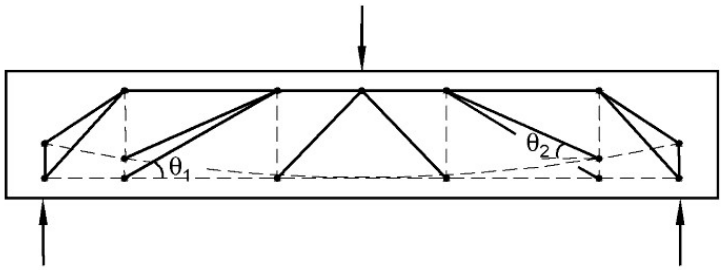
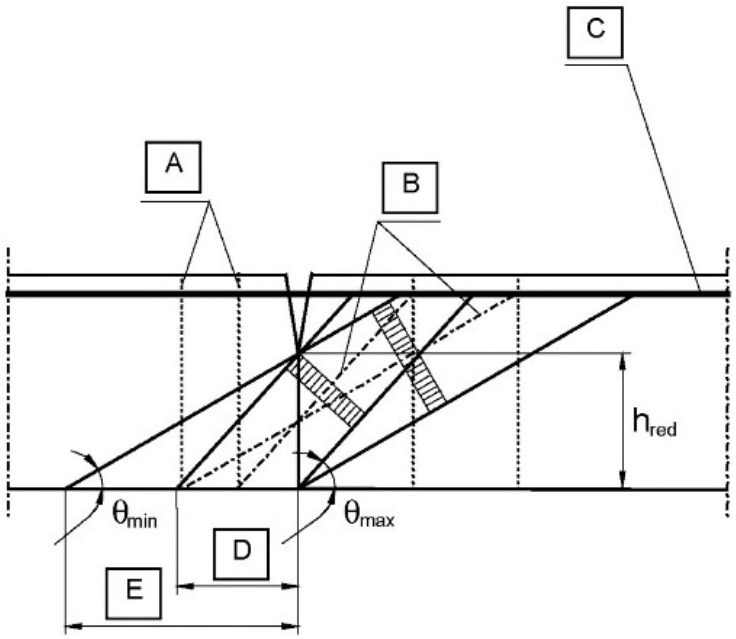


Figura A21.6.102 Superposición de modelos de resistencia a esfuerzo cortante

(109) En el caso de construcción por fases con dovelas prefabricadas y pretensado no adherente en la cabeza traccionada, será necesario considerar el efecto de la abertura de juntas. En estas condiciones, si no se acomete un análisis más detallado, se puede suponer que la fuerza en el cordón traccionado permanece constante tras la abertura de las juntas. Por lo tanto, a medida que la carga aplicada crece y las juntas se abren (figura A21.6.103), se incrementa la inclinación del campo de tensiones en el hormigón dentro del alma. El canto de la sección de hormigón disponible para la transmisión del flujo del campo de compresiones en el alma se reduce hasta un valor h_{red}. La resistencia a cortante se puede evaluar de acuerdo con la expresión (6.8), suponiendo un valor de θ deducido a partir del valor mínimo del canto residual h_{red}.

$$h_{red} = \frac{V_{Ed}}{b_w \nu f_{cd}} (\cot\theta + \tan\theta) \qquad (6.103)$$



A Ejes del tirante teórico
B Ejes de las bielas comprimidas teóricas
C Ala traccionada de la celosía (armadura activa exterior o armadura activa interna no adherente)
D Zona A: Disposición de los cercos con θ_{max} $(cot\theta = 1{,}0)$
E Zona B: Disposición de los cercos con θ_{min} $(cot\theta = 2{,}5)$

Figura A21.6.103 Campos oblicuos de tensiones a través de la junta en el alma

Se tienen que colocar los cercos, cuya área por unidad de longitud es:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{h_{red} f_{ywd} \cot\theta} \qquad (6.104)$$

a ambos lados de la junta, a una distancia $h_{red}\cot\theta$, no mayor que la longitud de la dovela.

Si es necesario, la fuerza de pretensado se incrementará hasta que se cumpla, en Estado Límite Último, bajo la combinación de momento flector y cortante, que la abertura de junta no supera el valor $h - h_{red}$ calculado anteriormente, donde $h_{red} = 0{,}5\, h$.

6.2.4 Esfuerzo rasante entre el alma y las alas en secciones en T

(103) La tensión de rasante v_{Ed}, en la unión entre el ala y el alma se expresa como la variación del esfuerzo axil longitudinal en la parte del ala considerada, dividida entre el espesor del ala y la longitud considerada, de acuerdo con:

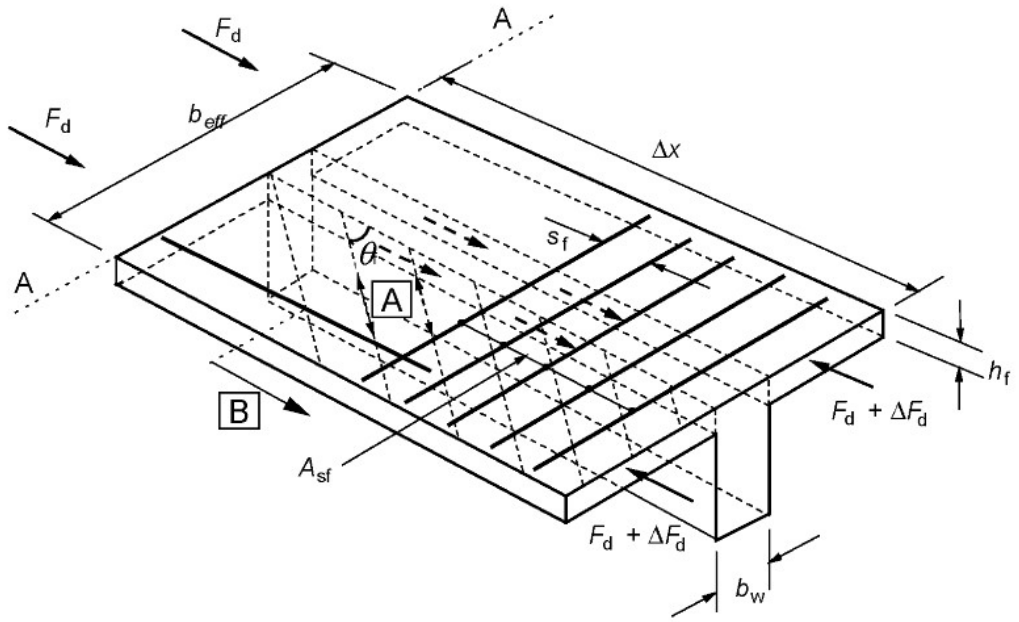
$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) \qquad (6.20)$$

donde:

h_f es el espesor del ala en las uniones

Δx es la longitud considerada, véase la figura A21.6.7

ΔF_d es la variación del esfuerzo normal en el ala a lo largo de la longitud Δx.



A Bielas B Barra longitudinal anclada más allá de este punto (véase 6.2.4 (7))

Figura A21.6.7 Notaciones para la unión entre alma y ala

El valor máximo que puede adoptar Δx será la mitad de la distancia entre la sección con momento nulo y la sección con momento máximo. Si se aplican cargas puntuales, la longitud Δx no debe exceder la distancia entre dichas cargas puntuales.

Como alternativa, considerando una longitud Δx de la viga, el cortante transmitido del alma al ala es $V_{Ed}\Delta x/z$ y se divide en tres partes: Una parte actúa dentro del espesor del alma y las dos restantes se extienden hacia las alas. Se supone, en general, que la proporción de los esfuerzos que se ejercen dentro del alma es la fracción b_w/b_{eff} del esfuerzo total. Se puede asumir una mayor proporción si no se requiere todo el ancho eficaz del ala para resistir el momento flector. En este caso, puede ser necesario realizar una comprobación de la abertura de fisuras en ELS.

(105) En el caso de esfuerzo cortante entre el ala y el alma combinado con flexión transversal, el área de armadura será la mayor entre la dada por la expresión (6.21) y la mitad de la dada por la expresión (6.21) más la requerida por flexión transversal.

Para la comprobación del agotamiento a compresión del hormigón, de acuerdo con la expresión (6.22) del Anejo 19, debe reducirse el valor de h_f en la profundidad de la zona en compresión considerada en la evaluación de la flexión.

NOTA: Si esta comprobación no se satisface, se puede utilizar el método más preciso que se indica en el Apéndice MM.

6.2.5 Esfuerzo rasante en el contacto entre hormigones de diferentes edades

(105) Para comprobaciones dinámicas o de fatiga, los valores de c en el apartado 6.2.5(1) del Anejo 19 se deben tomar como nulos.

6.2.106 Esfuerzo cortante y flexión transversal

(101) Debido a la presencia de campos de tensiones de compresión originados por la combinación de cortante y flexión, se debe considerar en el cálculo la interacción entre el cortante longitudinal y la flexión transversal en las almas de las secciones cajón.

Cuando $V_{Ed}/V_{Rd,max} < 0{,}2$ ó $M_{Ed}/M_{Rd,max} < 0{,}1$, se puede ignorar esta interacción, donde $V_{Rd,max}$ y $M_{Rd,max}$ representan respectivamente la resistencia máxima del alma a cortante longitudinal y flexión transversal.

NOTA: Se puede encontrar más información de la interacción entre cortante y flexión transversal en el Apéndice MM.

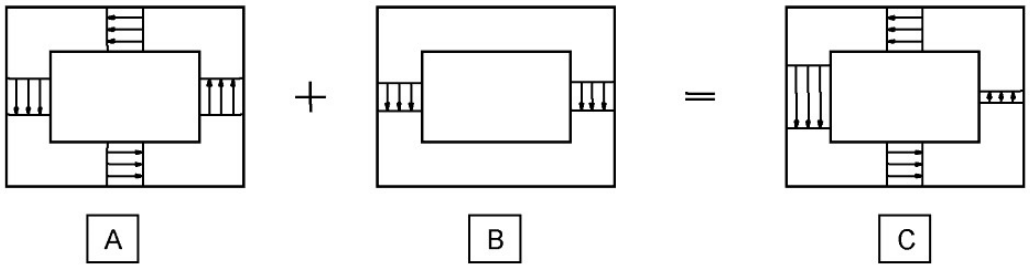
6.3 Torsión

6.3.2 Procedimiento de cálculo

(102) Se pueden superponer los efectos de torsión y cortante para elementos huecos y macizos, adoptando el mismo valor para la biela inclinada θ. Los límites de θ dados en el apartado 6.2.3(2) son de aplicación sin restricciones para el caso combinado de cortante y torsión.

La máxima capacidad de carga de un elemento sometido a cortante y torsión se indica en el apartado 6.3.2(104).

Para secciones cajón, cada pared debe comprobarse independientemente, para la combinación de esfuerzos cortantes que puedan deducirse del esfuerzo combinado de cortante y torsión (figura A21.6.104).



A Torsión

B Cortante

C Combinación de ambos

Figura A21.6.104 Combinación de esfuerzos dentro de las diferentes paredes de una sección cajón

(103) El área requerida de armadura longitudinal para torsión ΣA_{sl} puede calcularse mediante la expresión (6.28):

$$\frac{\Sigma A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k}\cot\theta \qquad (6.28)$$

donde:

u_k es el perímetro del área A_k

f_{yd} es el límite elástico de cálculo de la armadura longitudinal A_{sl}

θ es el ángulo de las bielas de compresión (véase la figura A21.6.5).

En los cordones comprimidos, se puede reducir la armadura longitudinal de forma proporcional a la fuerza de compresión disponible. En los cordones traccionados se debe añadir la armadura longitudinal de torsión a otras armaduras. Generalmente, la armadura longitudinal se distribuirá a lo largo de la longitud del lado z_i, pero se puede concentrar en sus extremos en el caso de secciones más pequeñas.

Se pueden tener en cuenta las armaduras activas adherentes limitando su incremento de tensión a $\Delta\sigma_p \leq 500$ N/mm^2. En ese caso, en la expresión (6.28), $\Sigma A_{sl} f_{yd}$ se debe sustituir por $\Sigma A_{sl} f_{yd} + A_p \Delta\sigma_p$.

(104) La resistencia máxima de un elemento sometido a torsión y cortante viene limitada por la capacidad de las bielas de compresión del hormigón. Con el fin de no superar esta resistencia, se debe satisfacer la siguiente condición:

- Para secciones macizas:

  $T_{Ed}/T_{Rd,max} + V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1{,}0$ (6.29)

  donde:

  T_{Ed} es el valor de cálculo del momento torsor

  V_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo cortante

  $T_{Rd,max}$ es el valor de cálculo del momento torsor resistente, de acuerdo con

  $T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef,i} \operatorname{sen}\theta \cos\theta$ (6.30)

  donde:

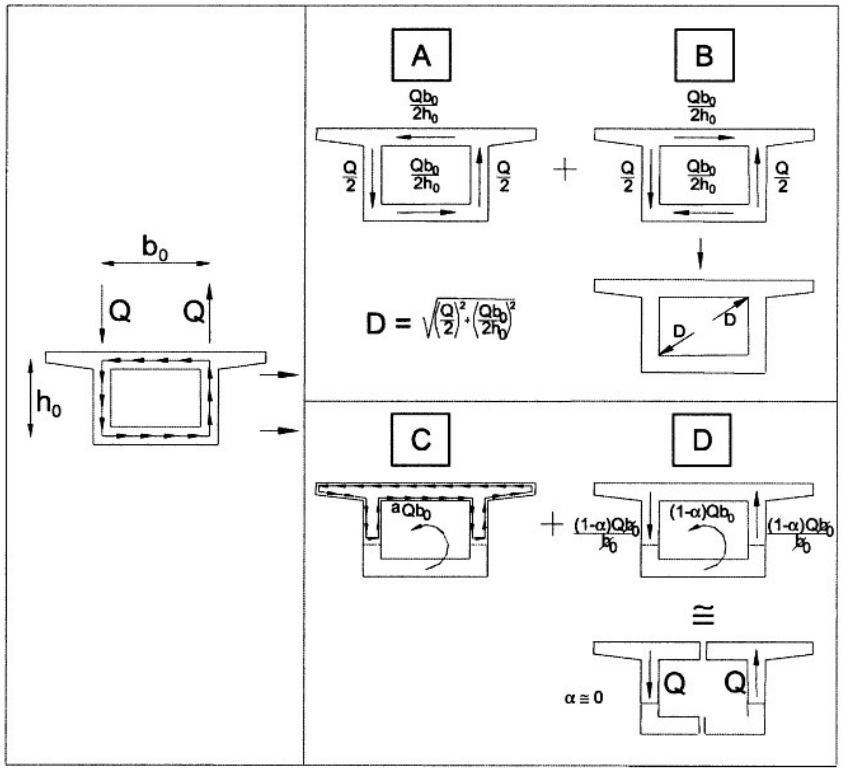
  ν se obtiene según el apartado 6.2.2 (expresión 6.6) del Anejo 19, mientras que α_{cw} procede de la expresión (6.9)

  $V_{Rd,max}$ es el esfuerzo cortante máximo resistente de cálculo, de acuerdo con las expresiones (6.9) o (6.14). En secciones macizas, se puede utilizar todo el ancho del alma para determinar $V_{Rd,max}$.

- Para secciones cajón:

  Cada pared debe dimensionarse de forma independiente para los efectos combinados de cortante y torsión. El Estado Límite Último para el hormigón tiene que comprobarse con referencia al cortante resistente de cálculo $V_{Rd,max}$.

(106) En el caso de construcción por fases con dovelas prefabricadas de sección cajón sin pretensado interno adherente en la zona traccionada, la abertura de una junta en una longitud mayor que el espesor del ala correspondiente supone una modificación sustancial del mecanismo resistente a la torsión, si las correspondientes llaves de cortante no son capaces de transferir el cortante local debido a la torsión. El esquema resistente cambia de una torsión cerrada de Bredt a una combinación de torsión por alabeo y torsión de Saint-Venant, predominando el primer mecanismo sobre el segundo (figura A21.6.105). Como consecuencia, se duplica prácticamente el cortante en el alma debido a la torsión y tiene lugar una distorsión importante en la sección. En estas circunstancias, debe comprobarse la capacidad en Estado Límite Último en el alma más cargada, según el procedimiento descrito en el Apéndice MM, teniendo en cuenta la combinación de flexión, cortante y torsión.



A Torsión cerrada de Bredt

B Torsión autoequilibrada

C Torsión de Saint-Venant

D Torsión por alabeo

Figura A21.6.105 Variación del comportamiento a torsión entre juntas cerradas y abiertas

6.7 Zonas parcialmente cargadas

(105) El dimensionamiento de las zonas de apoyo en puentes debe llevarse a cabo utilizando métodos reconocidos, sancionados por la práctica.

NOTA: Se puede encontrar más información en el Apéndice J.

6.8 Fatiga

6.8.1 Condiciones de comprobación

(102) Se tiene que llevar a cabo una comprobación de fatiga en estructuras y elementos estructurales que vayan a estar sometidos a ciclos de carga regulares.

NOTA: Generalmente no es necesaria una comprobación de fatiga en las siguientes estructuras y elementos estructurales:

a) Pasarelas peatonales, con la excepción de elementos estructurales muy sensibles a la acción del viento.

b) Estructuras abovedadas y aporticadas enterradas, con una montera de tierras al menos de $1{,}00\ m$ y $1{,}50\ m$ para puentes de carretera y ferrocarril, respectivamente.

c) Cimentaciones.

d) Pilas y soportes que no estén conectados rígidamente a las superestructuras.

e) Muros de contención de tierras para carreteras y ferrocarriles.

f) Estribos de puentes de carretera y ferrocarril que no estén conectados rígidamente a las superestructuras, excepto las losas de estribos abiertos.

g) Armadura activa y pasiva, en zonas en las que, bajo la combinación frecuente de acciones y P_k, aparezcan únicamente tensiones de compresión en las fibras extremas del hormigón.

6.8.4 Procedimiento de comprobación para armaduras pasivas y activas

(107) No es necesario comprobar a fatiga las armaduras activas exteriores y las no adherentes situadas dentro del canto de la sección de hormigón.

6.8.7 Comprobación del hormigón sometido a compresión o cortante

(101) La comprobación se tiene que llevar a cabo utilizando datos de tráfico, curvas S-N y modelos de carga especificados por la legislación específica vigente. Se puede utilizar un método simplificado basado en los valores λ para la comprobación de puentes de ferrocarril; véase el Apéndice NN.

Se debe aplicar la regla de Miner para la comprobación del hormigón, de acuerdo con la expresión $\sum_{i=1}^{m} \frac{n_i}{N_i} \leq 1$ donde:

$m =$ número de intervalos con amplitud constante

$n_i =$ número real de ciclos de amplitud constante en el intervalo "*i*"

$N_i =$ número máximo de ciclos de amplitud constante en el intervalo "*i* "que se pueden producir antes de la rotura. El valor de N_i puede venir dado por las curvas S-N o calcularse de acuerdo a un modelo simplificado utilizando la expresión (6.72) del Anejo 19, sustituyendo el coeficiente $0{,}43$ por $(logN_i)/14$ y transformando la desigualdad en la ecuación.

Así, se puede suponer una resistencia suficiente a la fatiga para el hormigón en compresión, si se cumple la siguiente condición:

$$\sum_{i=1}^{m} \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \qquad (6.105)$$

donde:

$$N_i = 10^{14\left(\frac{1-E_{cd,max,i}}{\sqrt{1-R_i}}\right)} \qquad (6.106)$$

$$R_i = \frac{E_{cd,min,i}}{E_{cd,max,i}} \qquad (6.107)$$

$$E_{cd,min,i} = \frac{\sigma_{cd,min,i}}{f_{cd,fat}} \qquad (6.108)$$

$$E_{cd,max,i} = \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,fat}} \qquad (6.109)$$

donde:

R_i es la relación entre tensiones

$E_{cd,min,i}$ es el nivel relativo mínimo de tensiones de compresión

$E_{cd,max,i}$ es el nivel relativo máximo de tensiones de compresión

$f_{cd,fat}$ es el valor de cálculo de la resistencia a fatiga del hormigón, de acuerdo con (6.76)

$\sigma_{cd,max,i}$ es la tensión máxima en un ciclo

$\sigma_{cd,min,i}$ es la tensión mínima en un ciclo

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (6.76)$$

donde:

$\beta_{cc}(t_0)$ es un coeficiente que tiene en cuenta la resistencia del hormigón en el momento de aplicarse la primera carga (véase el apartado 3.1.2(6) del Anejo 19)

t_0 es el tiempo de comienzo en días de la carga cíclica en el hormigón

$k_1 = 0{,}85$.

NOTA: Véase el Apéndice NN para mayor información.

6.109 Elementos de membrana

(101) Los elementos de membrana se pueden utilizar para el cálculo de elementos bidimensionales de hormigón sometidos a una combinación de esfuerzos evaluados por medio de un análisis lineal de elementos finitos. Los elementos de membrana están sometidos únicamente a esfuerzos en su plano, designados como σ_{Edx}, σ_{Edy} y τ_{Edxy}, tal y como se muestra en la figura A21.6.106.

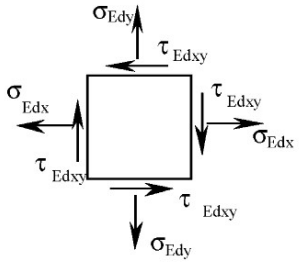


Figura A21.6.106 Elemento de membrana

(102) Los elementos de membrana pueden calcularse mediante la aplicación de la teoría de la plasticidad, utilizando una solución de límite inferior.

(103) El valor máximo para la resistencia del campo de compresiones tiene que definirse como una función de los valores de las tensiones principales:

i) Si las tensiones principales son ambas de compresión, la compresión máxima en el campo de tensiones del hormigón es:

$$\sigma_{cdmax} = 0{,}85 f_{cd} \frac{1+3{,}80\alpha}{(1+\alpha)^2} \quad (6.110)$$

donde:

$\alpha \leq 1$ es la relación existente entre las dos tensiones principales.

ii) Cuando se lleve a cabo un análisis con $\theta = \theta_{el}$ y al menos una tensión principal sea de tracción y no haya plastificado ninguna armadura, la compresión máxima en el campo de tensiones en el hormigón viene dada por:

$$\sigma_{cdmax} = f_{cd} \left[0{,}85 - \frac{\sigma_s}{f_{yd}}(0{,}85 - \nu)\right] \quad (6.111)$$

donde:

σ_s es la tensión máxima de tracción en la armadura, y ν se define en el apartado 6.2.2(6) del Anejo 19.

iii) Cuando se lleve a cabo un análisis plástico y alguna armadura haya plastificado, la compresión máxima en el campo de tensiones en el hormigón es:

$$\sigma_{cdmax} = \nu f_{cd}(1 - 0{,}032|\theta - \theta_{el}|) \quad (6.112)$$

donde:

θ_{el} (en grados sexagesimales) es la inclinación respecto del eje x de la tensión principal de compresión en el análisis elástico

θ (en grados sexagesimales) es el ángulo que forma el campo plástico de compresiones (tensión principal de compresión) en ELU con el eje x.

En la expresión (6.112), el valor de $|\theta - \theta_{el}|$ debe limitarse a 15 grados.

7 Estados Límite de Servicio (ELS)

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19.

7.1 (1)	7.3.1 (4)	7.3.3 (3)	7.4.3 (1)
7.1 (2)	7.3.1 (6)	7.3.3 (4)	7.4.3 (2)
7.2 (1)	7.3.1 (7)	7.3.4 (2)	7.4.3 (3)
7.2 (3)	7.3.1 (8)	7.3.4 (3)	7.4.3 (4)
7.2 (4)	7.3.1 (9)	7.3.4 (4)	7.4.3 (5)
7.2 (5)	7.3.2 (1)	7.3.4 (5)	7.4.3 (6)
7.3.1 (1)	7.3.2 (3)	7.4.1 (1)	7.4.3 (7)
7.3.1 (2)	7.3.2 (4)	7.4.1 (2)	
7.3.1 (3)	7.3.3 (2)		

7.2 Limitación de tensiones

(102) Se pueden producir fisuras longitudinales si el nivel de tensiones bajo la combinación característica de cargas supera un valor crítico. Dicha fisuración puede suponer una reducción de la durabilidad. En ausencia de otras medidas, tales como un incremento del recubrimiento de la armadura en la zona de compresión o un confinamiento por armadura transversal, puede ser adecuado limitar la tensión de compresión a un valor $k_1 f_{ck}$ en áreas expuestas a ambientes con clases de exposición XD, XF y XS (véase la tabla 27.1a del Capítulo 7 del Código Estructural), donde $k_1 = 0{,}6$ y el incremento máximo será del 10%.

7.3 Control de la fisuración

7.3.1 Consideraciones generales

(105) Se debe establecer un valor límite del ancho de fisura calculado w_{max}, teniendo en cuenta la naturaleza y la función prevista de la estructura, así como los costes de limitación de la fisuración. Debido a la naturaleza aleatoria del fenómeno de fisuración, no es posible predecir los anchos reales de fisura. Sin embargo, si el ancho de fisura calculado de acuerdo con los modelos que se indican en este anejo se limita a los valores que se establecen en la tabla 27.2 del Código Estructural, es poco probable que se vea afectado el comportamiento de la estructura.

Los valores de w_{max} y la aplicación del límite de descompresión se establecen en la tabla 27.2 del Código Estructural.

El estado límite de descompresión consiste en la comprobación de que, bajo la combinación de acciones correspondientes, el hormigón situado en el borde de las vainas de los tendones adherentes permanece comprimido.

(110) En algunos casos puede ser necesario comprobar y controlar la fisuración por cortante en las almas.

NOTA: Se puede encontrar mayor información en el Apéndice QQ.

7.3.2 Áreas mínimas de armadura

(102) A menos que un cálculo más riguroso demuestre que es adecuado emplear un área menor, las áreas mínimas de armadura se pueden calcular como sigue. En secciones perfiladas como vigas en T y vigas cajón, la armadura mínima tiene que obtenerse para cada una de las partes individuales de la sección (almas y alas).

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \qquad (7.1)$$

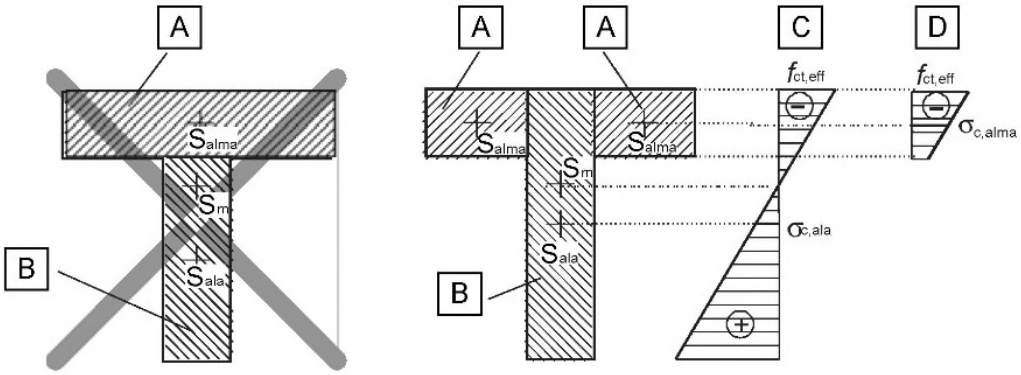
donde:

$A_{s,min}$ es el área mínima de armadura pasiva dentro de la zona de tracción

A_{ct} es el área de hormigón dentro de la zona traccionada. La zona traccionada es aquella parte de la sección que se calcula para trabajar en tracción en el momento inmediatamente anterior a la formación de la primera fisura.

En secciones en T y vigas cajón, la división en partes debe realizarse como se indica en la figura A21.7.101.

Distribución de tensiones en flexión simple: Tensiones en la sección



A Componente de sección “ala”
B Componente de sección “alma”
C “Alma”
D “Ala”

Figura A21.7.101 Ejemplo de división de una sección en T para el análisis de la fisuración

σ_s es el valor absoluto de la tensión máxima permitida en la armadura inmediatamente después de la formación de la fisura. Puede tomarse igual al límite elástico de la armadura f_{yk}. Sin embargo, puede ser necesario un valor inferior para satisfacer los límites relativos al ancho de fisura, de acuerdo con el diámetro máximo de la barra o la separación máxima entre ellas (véase el apartado 7.3.3(2) del Anejo 19).

$f_{ct,eff}$ es el valor medio de la resistencia efectiva a tracción del hormigón en el momento en el que se espera que aparezcan las primeras fisuras:

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ o un valor inferior $(f_{ctm}(t))$, si se espera la fisuración antes de los 28 días

k es un coeficiente que considera el efecto de las tensiones no uniformes autoequilibradas, lo que lleva a una reducción de los esfuerzos de coacción:

= 1,0 para almas con $h \leq 300\ mm$ o alas con ancho menor que $300\ mm$

= 0,65 para almas con $h \geq 800\ mm$ o alas con ancho mayor que $800\ mm$

se puede interpolar para obtener valores intermedios

k_c es un coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones dentro de la sección en momento inmediatamente anterior a la fisuración, así como el cambio del brazo mecánico:

Para tensión pura $k_c = 1{,}0$

Para flexión simple o compuesta:

- Para secciones rectangulares y almas de secciones cajón y secciones en T:

$$k_c = 0{,}4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 (h/h^*) f_{ct,eff}}\right] \leq 1 \qquad (7.2)$$

- Para alas de secciones cajón y secciones en T:

$$k_c = 0{,}9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0{,}5 \qquad (7.3)$$

donde:

σ_c es la tensión media del hormigón que actúa sobre la parte de la sección considerada:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \qquad (7.4)$$

N_{Ed} es el esfuerzo axil en el Estado Límite de Servicio que actúa sobre la parte de la sección considerada (positivo para compresión). Habrá que determinar N_{Ed} considerando los valores característicos de pretensado y de los esfuerzos normales bajo la correspondiente combinación de acciones

h^* $h^* = h$ para $h < 1{,}0$ m

$h^* = 1{,}0$ m para $h \geq 1{,}0$ m

k_1 es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de los esfuerzos normales en la distribución de tensiones:

$k_1 = 1{,}5$ si N_{Ed} es un esfuerzo de compresión

$k_1 = \frac{2h^*}{3h}$ si N_{Ed} es un esfuerzo de tracción

F_{cr} es el valor absoluto de la fuerza de tracción dentro del ala en el momento inmediatamente anterior a la fisuración, debido al momento flector de fisuración, calculado con $f_{ct,eff}$.

(105) Para puentes, en el dimensionamiento de la armadura mínima, para controlar la retracción, el valor de $f_{ct,eff}$ en la expresión (7.1) debe tomarse como el mayor valor entre $2{,}9$ N/mm^2 o $f_{ctm}(t)$.

7.3.3 Control de la fisuración sin cálculos directos

(101) El control de la fisuración sin cálculos directos puede realizarse por medio delos métodos simplificados establecidos en el Anejo 19 del Código Estructural, apartados 7.3.3(2) a (4).

7.3.4 Cálculo de la abertura de fisura

(101) El cálculo de la abertura de fisura se puede realizar mediante la utilización del método establecido en el apartado 7.3.4 del Anejo 19 del Código Estructural.

7.4 Control de deformaciones

7.4.1 Consideraciones generales

Los puntos (3), (4), (5) y (6) del apartado 7.4.1 del Anejo 19 del Código Estructural no son de aplicación.

8 Definición de los detalles de proyecto de las armaduras pasivas y activas – Generalidades

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

8.1 (1)
8.1 (2)
8.1 (3)
8.1 (4)
8.2 (1)
8.2 (2)
8.2 (3)
8.2 (4)
8.3 (1)
8.3 (2)
8.3 (3)
8.4.1 (1)
8.4.1 (2)
8.4.1 (3)
8.4.1 (4)
8.4.1 (5)
8.4.1 (6)
8.4.2 (1)
8.4.2 (2)
8.4.3 (1)
8.4.3 (2)
8.4.3 (3)
8.4.3 (4)
8.4.4 (1)
8.4.4 (2)
8.5 (1)
8.5 (2)
8.6 (1)
8.6 (2)
8.6 (3)
8.6 (4)
8.6 (5)
8.7.1 (1)
8.7.2 (1)
8.7.2 (2)
8.7.2 (3)
8.7.2 (4)
8.7.5.1 (1)
8.7.5.1 (2)
8.7.5.1 (3)
8.7.5.1 (4)
8.7.5.1 (5)
8.7.5.1 (6)
8.7.5.1 (7)
8.7.5.2 (1)
8.8 (1)
8.8 (2)
8.8 (3)
8.8 (4)
8.8 (5)
8.8 (6)
8.8 (7)
8.8 (8)
8.9.1 (2)
8.9.1 (3)
8.9.1 (4)
8.9.2 (1)
8.9.2 (2)
8.9.2 (3)
8.9.3 (1)
8.9.3 (2)
8.9.3 (3)
8.10.1.1 (1)
8.10.1.2 (1)
8.10.1.2 (2)
8.10.1.3 (1)
8.10.1.3 (2)
8.10.1.3 (3)
8.10.2.1 (1)
8.10.2.2 (1)
8.10.2.2 (2)
8.10.2.2 (3)
8.10.2.2 (4)
8.10.2.2 (5)
8.10.3 (1)
8.10.3 (2)
8.10.3 (3)
8.10.3 (5)
8.10.4 (1)
8.10.4 (2)
8.10.4 (3)
8.10.4 (4)
8.10.5 (1)
8.10.5 (2)
8.10.5 (3)
8.10.5 (4)

8.7.3 (1)	8.10.2.3 (1)
8.7.4.1 (1)	8.10.2.3 (2)
8.7.4.1 (2)	8.10.2.3 (3)
8.7.4.1 (3)	8.10.2.3 (4)
8.7.4.1 (4)	8.10.2.3 (5)
8.7.4.2 (1)	8.10.2.3 (6)

8.9 Grupos de barras

8.9.1 Generalidades

(101) Salvo que se especifique lo contrario, las reglas para las barras individuales se pueden aplicar igualmente a los grupos de barras. En un grupo, todas las barras deben tener las mismas características (tipo y calidad). Se pueden agrupar barras de diferentes tamaños en grupos en los cuales la relación entre los diámetros no sea superior a 1,7.

8.10 Armaduras de pretensado

8.10.3 Zonas de anclaje de elementos postesados

(104) Se deben evaluar los esfuerzos de tracción debidos a fuerzas concentradas por medio de un modelo de bielas y tirantes, u otros modelos que los representen de manera apropiada (véase el apartado 6.5 del Anejo 19). Se debe disponer la armadura suponiendo que va a trabajar con su resistencia de cálculo. Si la tensión en la armadura se limita a 250 N/mm^2, no será necesario realizar la comprobación de la abertura de fisuras.

(106) Deben tenerse en cuenta consideraciones particulares en el dimensionamiento de zonas de anclaje donde se vayan a anclar dos o más armaduras activas.

NOTA: Se puede encontrar mayor información en el Apéndice J.

8.10.4 Anclajes y empalmes para tendones de pretensado

(105) Se debe evitar el empalme de las armaduras activas en un porcentaje mayor a un $X = 100\%$ en una sección, a menos que:

- se disponga una armadura mínima continua, de acuerdo a la expresión 7.1 del Anejo 19 del Código Estructural (apartado 7.3.2), o
- exista una tensión residual mínima de compresión de 3 N/mm^2 en la sección bajo la combinación característica de acciones.

Cuando parte de las armaduras activas estén unidas con empalmes en una sección particular, el resto de armaduras activas no pueden estar unidas con empalmes dentro de una distancia "a" de dicha sección.

Los valores de "a" a utilizar se establecen en la tabla A21.8.101.

Tabla A21.8.101 Distancia mínima entre secciones cuyos tendones se empalman con acopladores

Canto de la sección "h"	Distancia "a"
$\leq 1{,}5\ m$	$1{,}5\ m$
$1{,}5\ m < h < 3{,}0\ m$	$a = h$
$\geq 3{,}0\ m$	$3{,}0\ m$

(106) Si las losas se encuentran pretensadas en su dirección transversal, se debe prestar una atención especial a la disposición del pretensado, para conseguir una distribución razonablemente uniforme del mismo.

(107) En un ambiente agresivo, habrá que evitar disponer las aberturas y huecos necesarios para aplicar el tesado a las armaduras activas en la cara superior de las losas de calzada. En circunstancias excepcionales, donde vayan a existir aberturas y huecos en la cara superior de las losas de calzada, deben tomarse medidas adecuadas que aseguren la durabilidad.

(108) Si las armaduras activas están ancladas a una junta de construcción o dentro de un elemento de hormigón (en una correa externa, dentro de un hueco o totalmente en el interior del elemento), será necesario comprobar que existe una tensión residual mínima de compresión de al menos 3 N/mm^2 en la dirección de la fuerza del pretensado anclado, bajo la combinación frecuente de acciones. Si no se cumple dicha tensión residual mínima, será necesario disponer la armadura necesaria para absorber la tracción local detrás del anclaje. No se requiere la comprobación de la tensión residual si la armadura activa se empalma al anclaje considerado.

9 Definición de los detalles de proyecto de los elementos estructurales y reglas particulares

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

9.1 (1)	9.2.3 (1)	9.4.2 (1)	9.8.1 (1)
9.1 (2)	9.2.3 (2)	9.4.3 (1)	9.8.1 (2)
9.2.1.1 (1)	9.2.3 (3)	9.4.3 (2)	9.8.1 (4)
9.2.1.1 (2)	9.2.3 (4)	9.4.3 (3)	9.8.1 (5)
9.2.1.1 (3)	9.2.4 (1)	9.4.3 (4)	9.8.2.1 (1)
9.2.1.1 (4)	9.2.5 (1)	9.5.1 (1)	9.8.2.1 (2)
9.2.1.2 (1)	9.2.5 (2)	9.5.2 (1)	9.8.2.1 (3)
9.2.1.2 (2)	9.3 (1)	9.5.2 (2)	9.8.2.2 (1)
9.2.1.2 (3)	9.3.1.1 (1)	9.5.2 (3)	9.8.2.2 (2)
9.2.1.3 (1)	9.3.1.1 (2)	9.5.2 (4)	9.8.2.2 (3)
9.2.1.3 (2)	9.3.1.1 (3)	9.5.3 (2)	9.8.2.2 (4)
9.2.1.3 (3)	9.3.1.1 (4)	9.5.3 (3)	9.8.2.2 (5)
9.2.1.3 (4)	9.3.1.2 (1)	9.5.3 (4)	9.8.3 (1)
9.2.1.4 (1)	9.3.1.2 (2)	9.5.3 (5)	9.8.3 (2)
9.2.1.4 (2)	9.3.1.3 (1)	9.5.3 (6)	9.8.4 (1)
9.2.1.4 (3)	9.3.1.4 (1)	9.6.1 (1)	9.8.4 (2)
9.2.1.5 (1)	9.3.1.4 (2)	9.6.2 (1)	9.8.5 (1)
9.2.1.5 (2)	9.3.2 (1)	9.6.2 (2)	9.8.5 (2)
9.2.1.5 (3)	9.3.2 (2)	9.6.2 (3)	9.8.5 (3)
9.2.2 (3)	9.3.2 (3)	9.6.3 (1)	9.8.5 (4)
9.2.2 (4)	9.3.2 (4)	9.6.3 (2)	9.9 (1)
9.2.2 (5)	9.3.2 (5)	9.6.4 (1)	9.9 (2)

9.2.2 (6)	9.4.1 (1)	9.6.4 (2)	
9.2.2 (7)	9.4.1 (2)	9.7 (1)	
9.2.2 (8)	9.4.1 (3)	9.7 (3)	

9.1 Generalidades

(103) Con el fin de prevenir una rotura frágil, fisuras demasiado amplias y resistir los esfuerzos derivados de la coacción de acciones, se deben disponer áreas mínimas de armadura.

9.2 Vigas

9.2.2 Armadura de cortante

(101) La armadura de cortante tiene que formar un ángulo α comprendido entre 45° y 90° con el eje longitudinal del elemento estructural.

El punto (2) del apartado 9.2.2 del Anejo 19 del Código Estructural no es de aplicación.

9.5 Pilares

9.5.3 Armadura transversal

(101) El diámetro de la armadura transversal (cercos, ganchos en U o armadura helicoidal) no puede ser menor que el mayor valor entre $\phi_{min} = 10\,mm$ y un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales. El diámetro de los alambres de la malla electrosoldada empleada como armadura transversal no puede ser inferior a $\phi_{min,mesh} = 10\,mm$.

9.7 Vigas de gran canto

(102) La distancia entre dos barras adyacentes de la malla no será superior a s_{mesh}. El valor a utilizar para s_{mesh} es el menor valor entre el espesor del alma y $300\,mm$.

9.8 Cimentaciones

9.8.1 Encepados

(103) La armadura principal de tracción destinada a resistir los efectos de las acciones se debe concentrar en las zonas de tracción situadas entre las cabezas de los pilotes. Las barras tendrán un diámetro mínimo $d_{min} = 12\,mm$. Si el área de esta armadura es al menos igual a la armadura mínima, se puede prescindir de las barras distribuidas uniformemente en la superficie inferior del elemento.

10 Reglas adicionales para elementos estructurales y estructuras de hormigón prefabricado

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

10.1.1	10.9.2 (1)	10.9.4.2 (1)	10.9.5.1 (5)
10.2 (1)	10.9.2 (2)	10.9.4.2 (2)	10.9.5.2 (1)
10.2 (2)	10.9.3 (1)	10.9.4.2 (3)	10.9.5.2 (2)
10.2 (3)	10.9.3 (2)	10.9.4.3 (1)	10.9.5.2 (3)
10.3.1.1 (1)	10.9.3 (3)	10.9.4.3 (2)	10.9.5.3 (1)
10.3.1.1 (2)	10.9.3 (4)	10.9.4.3 (3)	10.9.5.3 (2)

10.3.1.1 (3)	10.9.3 (5)	10.9.4.3 (4)	10.9.5.3 (3)
10.3.1.2 (1)	10.9.3 (6)	10.9.4.3 (5)	10.9.6.1 (1)
10.3.1.2 (2)	10.9.3 (7)	10.9.4.3 (6)	10.9.6.2 (1)
10.3.1.2 (3)	10.9.3 (8)	10.9.4.4 (1)	10.9.6.2 (2)
10.3.2.2 (1)	10.9.3 (9)	10.9.4.5 (1)	10.9.6.2 (3)
10.3.2.2 (2)	10.9.3 (10)	10.9.4.5 (2)	10.9.6.3 (1)
10.5.1 (1)	10.9.3 (11)	10.9.4.6 (1)	10.9.6.3 (2)
10.5.1 (2)	10.9.3 (12)	10.9.4.7 (1)	10.9.6.3 (3)
10.5.1 (3)	10.9.4.1 (1)	10.9.5.1 (1)	
10.5.2 (1)	10.9.4.1 (2)	10.9.5.1 (2)	
10.9.1 (1)	10.9.4.1 (3)	10.9.5.1 (3)	
10.9.1 (2)	10.9.4.1 (4)	10.9.5.1 (4)	

10.1 Generalidades

(101) Las reglas de este apartado son de aplicación en estructuras construidas parcial o totalmente con elementos de hormigón prefabricado y son complementarias a las reglas de otras secciones. Otros aspectos relacionados con los detalles constructivos, la producción y el montaje se establecen en las normas específicas de productos.

11 Estructuras de hormigón ligero

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

11.1	11.3.2 (1)	11.3.7 (1)	11.6.4.2 (1)
11.1.1 (1)	11.3.2 (2)	11.4.1 (1)	11.6.4.2 (2)
11.1.1 (2)	11.3.3 (1)	11.4.2 (1)	11.6.5 (1)
	11.3.3 (2)	11.5.1	11.6.6 (1)
	11.3.3 (3)	11.6.1 (1)	11.7 (1)
11.1.2 (1)	11.3.4 (1)	11.6.1 (2)	11.8.1 (1)
11.2 (1)	11.3.5 (1)	11.6.2 (1)	11.8.2 (1)
11.3.1 (1)	11.3.5 (2)	11.6.3.1 (1)	11.10 (1)
11.3.1 (2)	11.3.6 (1)	11.6.4.1 (1)	
11.3.1 (3)	11.3.6 (2)	11.6.4.1 (2)	

11.9 Disposiciones constructivas de los elementos y reglas particulares

(101) Normalmente, el diámetro de las barras embebidas en hormigón ligero no puede superar el valor de $32\,mm$. En este tipo de hormigones, el grupo de barras no puede estar compuesto por más de dos barras y el diámetro equivalente no puede exceder los $45\,mm$.

12 Estructuras de hormigón en masa y ligeramente armadas

Son de aplicación todas las cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

113 Consideración en el proyecto del proceso constructivo

113.1 Generalidades

(101) Para puentes construidos por fases, el proyecto debe tener en cuenta el procedimiento constructivo en las circunstancias siguientes:

a) Cuando aparezcan esfuerzos distintos a los que se producen en la estructura ya finalizada en alguna sección estructural durante las fases de construcción (por ejemplo, en la construcción de un tablero empujado, o en pilas de puentes construidas por voladizos sucesivos),

b) Cuando se produzca una redistribución de esfuerzos por efectos reológicos o por cambios en la disposición estructural durante el proceso de construcción (por ejemplo, en puentes continuos construidos vano a vano sobre cimbra o por voladizos),

c) Cuando la redistribución de tensiones debidas a efectos reológicos esté causada por cambios en las secciones estructurales durante el proceso de construcción (por ejemplo, en tableros compuestos por vigas prefabricadas y losa hormigonada in situ),

d) Cuando el montaje o la secuencia de hormigonado pueda tener una influencia sobre la estabilidad de la estructura durante su construcción sobre los esfuerzos en la estructura ya finalizada, o sobre la geometría de la estructura ya finalizada.

(102) En estructuras en las cuales sean de aplicación alguna de las circunstancias descritas en los párrafos (101) a) a d), se deben comprobar los Estados Límite de Servicio y Estados Límite Últimos en las fases de construcción.

(103) En estructuras en las cuales sean de aplicación las circunstancias descritas en los párrafos (101) b) o c), se deben determinar los valores diferidos de los esfuerzos o las tensiones a partir de un análisis de redistribución de efectos. Se puede utilizar un método paso a paso o bien métodos aproximados para estos cálculos.

(104) En estructuras en las cuales sean de aplicación las circunstancias descritas en el párrafo (101) d), el montaje y los procedimientos o secuencias de hormigonado tienen que indicarse en los planos, o bien detallarse en un documento que explique el proceso constructivo.

113.2 Acciones durante la ejecución

(101) Las acciones a considerar durante la ejecución se indican en la reglamentación especifica vigente.

(102) Para la comprobación en Estado Límite Último del equilibrio estructural para puentes formados por dovelas construidos por voladizos sucesivos, se tiene que considerar la presión desequilibrada del viento. Se debe considerar una presión vertical ascendente u horizontal de al menos $x = 200$ N/m^2 actuando en uno de los voladizos.

(103) Para la comprobación de los Estados Límite Últimos en puentes construidos in situ mediante voladizos sucesivos, se debe considerar una acción accidental derivada de una caída del encofrado. Dicha acción tiene que incluir los efectos dinámicos. Se supone que la caída del encofrado se puede producir en cualquier fase de construcción (movimiento, hormigonado, etc.).

(104) Para construcción por voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas, se debe tener en cuenta una caída accidental de una de las dovelas.

(105) Para puentes empujados se deben considerar las deformaciones impuestas.

113.3 Criterio de comprobación

113.3.1 Estados Límite Últimos

(101) Véase el apartado 6 de este anejo.

113.3.2 Estados Límite de Servicio

(101) Las comprobaciones para las fases de ejecución serán las mismas que las que se realizan para la estructura una vez terminada, con las siguientes excepciones.

(102) No es necesario aplicar los criterios de comportamiento en servicio de la estructura finalizada para las fases intermedias de ejecución, siempre que ello no afecte a la durabilidad y al acabado final de la estructura (por ejemplo, las deformaciones).

(103) Para puentes o elementos de puentes en los cuales el estado límite de fisuración se compruebe bajo la combinación cuasi-permanente o frecuente de acciones sobre la estructura finalizada, se permiten tensiones de tracción menores que $kf_{ctm}(t)$ bajo la combinación cuasi-permanente de acciones durante la ejecución, tomando $k = 1{,}0$.

(104) Para puentes o elementos de puentes en los cuales se compruebe el estado límite de fisuración bajo la combinación frecuente de acciones sobre la estructura finalizada, el estado límite de fisuración tiene que comprobarse bajo la combinación cuasi-permanente de acciones durante la ejecución.

Apéndice A Recomendaciones para la modificación de los coeficientes parciales de los materiales

Son de aplicación todas las cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

Apéndice B Métodos recomendados para estimar la deformación de fluencia y retracción

Las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural son de aplicación para el hormigón convencional, con excepción de las secciones particulares de gran espesor (véase a continuación).

B.1 (1)

B.1 (2)

B.1 (3)

B.2 (1)

El apartado B.2 es de aplicación específicamente al hormigón de altas prestaciones, fabricado con cementos de Clase R, con resistencia superior a la de los hormigones de resistencia característica f_{ck} 50 N/mm^2, con o sin humo de sílice. En general, los métodos que se indican en el apartado B.2 son preferibles a los que se establecen en el Anejo 19 del Código Estructural para los hormigones referidos anteriormente y para elementos de gran espesor, en los que la cinética de la fluencia básica y la fluencia por secado es bastante diferente.

B.100 Generalidades

(101) Este apéndice puede utilizarse para calcular la fluencia y la retracción, incluyendo su evolución en el tiempo. Sin embargo, los valores experimentales pueden mostrar una dispersión de $\pm 30\%$ con relación a los valores de fluencia y retracción que se obtienen de acuerdo a este apéndice. Cuando se requiera una mayor precisión, debido a la sensibilidad estructural a la fluencia y/o retracción, debe realizarse una evaluación experimental de dichos efectos y de la evolución de las deformaciones diferidas. El apartado B.104 incluye indicaciones para la estimación experimental de los coeficientes de fluencia y retracción.

(102) En el apartado B.103 se presenta un método alternativo para evaluar la fluencia y la retracción para hormigones de alta resistencia ($f_{ck} > 50$ N/mm^2). Dicho método alternativo tiene en cuenta el efecto de la adición de humo de sílice y aumenta significativamente la precisión de la estimación.

(103) Además, las expresiones para la fluencia en los apartados B.100 y B.103 son válidas cuando el valor medio de la resistencia en probeta cilíndrica del hormigón en el momento de la puesta en carga $f_{cm}(t_0)$ es mayor que $0{,}6f_{cm}$($f_{cm}(t_0) > 0{,}6f_{cm}$).

Cuando el hormigón se cargue a edades tempranas, con un desarrollo significativo de la resistencia al comienzo del periodo de carga, debe realizarse una estimación específica del coeficiente de fluencia. Dicha estimación tiene que basarse en un método experimental y la obtención de una expresión matemática para la fluencia debe basarse en las indicaciones que se incluyen en el apartado B.104.

(104) La formulación, así como la estimación experimental de la fluencia y retracción, se basa en datos recogidos a lo largo de periodos de tiempo limitados. La extrapolación de dichos resultados para evaluaciones a muy largo plazo (por ejemplo, cien años) produce errores adicionales asociados a las expresiones matemáticas utilizadas en dicha extrapolación. Cuando la sobreestimación de las deformaciones diferidas produzca un incremento de la seguridad, y cuando el proyecto lo justifique, la fluencia y retracción, determinadas sobre la base de la formulación o estimación experimental, deben multiplicarse por un coeficiente de seguridad, según se indica en el apartado B.105.

B.103 Hormigón de Alta Resistencia

(101) En el caso del hormigón de alta resistencia (HAR), es decir, un hormigón con $f_{ck} \geq 55$ N/mm^2, el modelo descrito en este punto debe utilizarse para obtener una mayor coherencia con los datos experimentales, cuando se disponga de la información requerida para aplicar el modelo. Para un HAR sin humo de sílice, la fluencia es generalmente mayor que la estimada a través de las expresiones medias del apartado B.100. Cuando el porcentaje de árido sea inferior al 67%, lo cual puede ser más

frecuente en el caso de hormigones autocompactantes, no debe utilizarse la formulación propuesta en este apartado sin una comprobación.

(102) El modelo distingue entre deformaciones que se producen en el hormigón sin pérdida de humedad y la deformación adicional debida al secado. Se proporcionan en esta cláusula dos expresiones para la retracción y otras dos para la fluencia. Los componentes de la deformación diferida son:

- Retracción autógena.
- Retracción por secado.
- Fluencia básica.
- Fluencia por secado.

Esta clasificación distingue los fenómenos que se rigen por diferentes mecanismos físicos. La retracción autógena está relacionada con el proceso de hidratación, mientras que la retracción por secado, que se debe a intercambios de humedad, está asociada al ambiente en el que se encuentra la estructura.

(103) Se proporciona una formulación específica para el hormigón con humo de sílice (HHS). A efectos de este apartado, se considera como hormigón con humo de sílice aquel que contenga una cantidad de humo de sílice de al menos el 5% del contenido de cemento en peso.

B.103.1 Retracción autógena

(101) La velocidad de hidratación rige la cinética de la retracción autógena. Por lo tanto, la velocidad de endurecimiento controla la evolución del fenómeno. El cociente $f_{cm}(t)/f_{ck}$, conocido como madurez del hormigón joven, se toma como variable principal antes de los 28 días. La retracción se puede despreciar para una madurez inferior a 0,1. Para edades superiores a los 28 días, la variable que gobierna la evolución de la retracción autógena es el tiempo.

El modelo para la evaluación de la retracción autógena es el siguiente:

- Para $t < 28$ días,

Si $\frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} < 0{,}1$ $\quad \varepsilon_{ca}(t) = 0$ (B.113)

Si $\frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0{,}1$ $\quad \varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20)\left(2{,}2\,\frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0{,}2\right)10^{-6}$ (B.114)

donde:

ε_{ca} es la retracción autógena que se produce entre la colocación y un tiempo t. En los casos en los que se desconozca la resistencia $f_{cm}(t)$, se puede evaluar de acuerdo con el apartado 3.1.2(6) del Anejo 19 del Código Estructural.

- Para $t \geq 28$ días,

$\varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20)[2{,}8 - 1{,}1\ exp(-t/96)]10^{-6}$ (B.115)

Por lo tanto, de acuerdo con este modelo, el 97% de la retracción autógena total se produce transcurridos 3 meses desde la puesta en obra del hormigón.

B.103.2 Retracción por secado

La formulación de este apartado es de aplicación para valores de la humedad relativa (HR) inferiores al 80%.

(101) La expresión para la retracción por secado es la siguiente:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{K(f_{ck})[72\ exp(-0{,}046 f_{ck}) + 75 - HR](t - t_s)10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd} h_0^2} \quad \text{(B.116)}$$

con:

$K(f_{ck}) = 18$ si $f_{ck} \leq 55$ N/mm^2

$K(f_{ck}) = 30 - 0{,}21 f_{ck}$ si $f_{ck} > 55$ N/mm^2

$\beta_{cd} = 0{,}007$ para hormigón con humo de sílice

$\beta_{cd} = 0{,}021$ para hormigón sin humo de sílice

B.103.3 Fluencia

La formulación de este apartado es de aplicación para valores de la humedad relativa (HR) inferiores al 80%.

(101) La deformación de fluencia $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$, es decir, la suma de la fluencia básica y la fluencia por secado, puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c}[\varphi_b(t, t_0) + \varphi_d(t, t_0)] \quad \text{(B.117)}$$

B.103.4 Fluencia básica

(101) El coeficiente de fluencia básica a tiempo infinito del hormigón con humo de sílice depende de la resistencia en la edad de puesta en carga $f_{cm}(t_0)$. Además, cuanto más joven es el hormigón en el momento de puesta en carga, más rápida es la deformación. Sin embargo, esta tendencia no se ha observado para el hormigón sin humo de sílice, para el que se supone que el coeficiente de fluencia permanece constante con un valor medio de 1,4. Por consiguiente, el término cinético es función de la madurez, expresada por medio de la relación $f_{cm}(t)/f_{ck}$. La ecuación es:

$$\varphi_b(t, t_0) = \varphi_{b0} \frac{\sqrt{t - t_0}}{[\sqrt{t - t_0} + \beta_{bc}]} \quad \text{(B.118)}$$

con:

$\varphi_{b0} = \frac{3{,}6}{f_{cm}(t_0)^{0{,}37}}$ para hormigón con humo de sílice

$\varphi_{b0} = 1{,}4$ para hormigón sin humo de sílice (B.119)

y

$\beta_{bc} = 0{,}37\, exp\left(2{,}8 \cdot \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right)$ para hormigón con humo de sílice

$\beta_{bc} = 0{,}4\, exp\left(3{,}1 \cdot \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right)$ para hormigón sin humo de sílice (B.120)

B.103.5 Fluencia por secado

La formulación de este apartado es de aplicación para valores de la humedad relativa (HR) inferiores al 80%.

(101) La fluencia por secado, que es muy baja en hormigones con humo de sílice, se evalúa con referencia a la retracción por secado que se produce durante el mismo periodo. El coeficiente de fluencia por secado se puede expresar mediante la ecuación simplificada siguiente:

$$\varphi_d(t, t_0) = \varphi_{d0}[\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)] \quad \text{(B.121)}$$

con:

$\varphi_{d0} = 1000$ para hormigón con humo de sílice

$\varphi_{d0} = 3200$ para hormigón sin humo de sílice

B.104 Procedimiento experimental de identificación

(101) Para poder evaluar con mayor precisión las deformaciones diferidas, puede ser necesario identificar los parámetros incluidos en los modelos que describen la fluencia y retracción a través de

mediciones experimentales. Se puede utilizar el siguiente procedimiento, basado en la determinación experimental de los coeficientes empleados en la formulación del apartado B.103.

(102) Los datos experimentales pueden obtenerse a partir de ensayos adecuados de retracción y fluencia, ambos en condiciones autógenas y de secado. Las mediciones se deben obtener bajo condiciones controladas y con un registro de al menos 6 meses.

B.104.1 Retracción autógena

(101) El modelo para la retracción autógena se divide en dos partes.

- Para $t < 28$ días,

Si $\frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0{,}1$; $\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1}(f_{ck} - 20)\left(2{,}2 \cdot \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0{,}2\right)10^{-6}$ (B.122)

El parámetro β_{ca1} se debe seleccionar de modo que se reduzca al mínimo la suma de los cuadrados de las diferencias entre la estimación del modelo y los resultados experimentales desde el comienzo de las mediciones hasta los 28 días.

- Para $t \geq 28$ días,

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1}(f_{ck} - 20)[\beta_{ca2} - \beta_{ca3}exp(-t/\beta_{ca4})]10^{-6} \quad \text{(B.123)}$$

Los parámetros β_{ca2}, β_{ca3} y β_{ca4} deben seleccionarse utilizando el mismo método empleado para obtener el parámetro β_{ca1}.

B.104.2 Retracción por secado

La formulación de este apartado es de aplicación para valores de la humedad relativa (HR) inferiores al 80%.

(101) La expresión para la retracción por secado es la siguiente:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{cd1}\frac{K(f_{ck})[72\,exp(-0{,}046f_{ck})+75-HR](t-t_s)10^{-6}}{(t-t_s)+\beta_{cd2}h_0^2} \quad \text{(B.124)}$$

Los parámetros β_{cd1} y β_{cd2} se deben seleccionar de modo que se reduzca al mínimo la suma de los cuadrados de las diferencias entre la estimación del modelo y los resultados experimentales.

B.104.3 Fluencia básica

(101) Se deben identificar dos parámetros, uno global, β_{cd1}, que se aplica a la expresión completa para la fluencia básica,

$$\varphi_b(t, t_0, f_{ck}, f_{cm}(t_0)) = \beta_{cd1}\varphi_{b0} \cdot \frac{\sqrt{t-t_0}}{[\sqrt{t-t_0}+\beta_{bc}]} \quad \text{(B.125)}$$

Y otro, β_{cd2}, que está incluido en la expresión de β_{bc}:

$$\beta_{bc} = \beta_{bc2}exp\left(2{,}8 \cdot \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) \quad \text{para hormigón con humo de sílice}$$
$$\beta_{bc} = \beta_{bc2}exp\left(3{,}1 \cdot \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) \quad \text{para hormigón sin humo de sílice} \quad \text{(B.126)}$$

Los dos parámetros se deben determinar de modo que se reduzca al mínimo la suma de los cuadrados de las diferencias entre la estimación del modelo y los resultados experimentales.

B.104.4 Fluencia por secado

La formulación de este apartado es de aplicación para valores de la humedad relativa (HR) inferiores al 80%.

(101) Únicamente debe identificarse el parámetro φ_{d0}.

$$\varphi_d(t) = \varphi_{d0}[\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)] \quad \text{(B.127)}$$

Este parámetro se debe determinar de modo que se reduzca al mínimo la suma de los cuadrados de las diferencias entre la estimación del modelo y los resultados experimentales.

B.105 Estimación de la deformación diferida a largo plazo

(101) La formulación de fluencia y retracción y las determinaciones experimentales se basan en datos recogidos a lo largo de periodos de tiempo limitados. La extrapolación de dichos resultados para evaluaciones a muy largo plazo (por ejemplo, cien años) introduce errores adicionales asociados a las expresiones matemáticas utilizadas para la extrapolación.

(102) La formulación que se recoge en los apartados B.100, B.102 y B.103 de este apéndice proporciona una estimación media satisfactoria de las deformaciones diferidas extrapoladas a largo plazo. Sin embargo, cuando la sobreestimación de las deformaciones diferidas produzca un incremento de la seguridad y cuando el proyecto así lo requiera, la fluencia y retracción, obtenidas a partir de la formulación o de la estimación experimental, deben multiplicarse por un coeficiente de seguridad.

(103) Con el fin de tener en cuenta la incertidumbre referente a las deformaciones diferidas reales en el hormigón (por ejemplo la incertidumbre relacionada con la validez de la extrapolación de la formulación matemática generada a partir de mediciones de fluencia y retracción en un periodo relativamente corto), se puede incluir el coeficiente de seguridad γ_{lt} que se establecen en la tabla A21.B.101.

Tabla A21.B.101 Coeficiente de seguridad para la extrapolación a largo plazo de las deformaciones diferidas, cuando corresponda

T (edad del hormigón para la estimación de deformaciones diferidas)	γ_{lt}
$t < 1\ año$	1
$t = 5\ años$	1,07
$t = 10\ años$	1,1
$t = 50\ años$	1,17
$t = 100\ años$	1,20
$t = 300\ años$	1,25

que se corresponden con la siguiente ecuación matemática:

$$\text{Si } t \leq 1\ año \qquad \gamma_{lt} = 1$$
$$\text{Si } t \geq 1\ año \qquad \gamma_{lt} = 1 + 0{,}1 \log\left(\frac{t}{t_{ref}}\right) \quad \text{(B.128)}$$

con:

$$t_{ref} = 1\ año$$

Cuando la edad del hormigón sea inferior a 1 año, se pueden utilizar directamente las expresiones B.100, B.102 y B.103 ya que corresponden a la duración de los ensayos utilizados para la calibración de las ecuaciones.

Cuando la edad del hormigón sea mayor o igual a 1 año y, en particular, para la evaluación de las deformaciones a largo plazo, los valores que se establecen en las expresiones (B.1) y (B.11) del Anejo 19 del Código Estructural y en las expresiones (B.116) y (B.118) de este apéndice (amplitud de las deformaciones diferidas en un tiempo t) tienen que multiplicarse por γ_{lt}.

Apéndice C Propiedades del acero para armaduras pasivas adecuadas para su utilización con este anejo

Son de aplicación todas las cláusulas establecidas en el Artículo 34 del Código Estructural.

Apéndice D Método propuesto de cálculo detallado de las pérdidas por relajación del pretensado

Son de aplicación todas las cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

Apéndice E Clases resistentes indicativas para la durabilidad

Son de aplicación todas las cláusulas establecidas en el Capítulo 9 del Código Estructural.

Apéndice F Expresiones recomendadas para la armadura de tracción bajo condiciones de tensión plana

NOTA: El convenio de signos utilizado en este apéndice se corresponde al que emplea el Anejo 19 del Código Estructural y difiere del que se utiliza en el apartado 6.9 y en los Apéndices LL y MM de este apéndice.

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

F.1 (1)

F.1 (2)

F.1 (3)

F.1 (5)

F.1 Generalidades

(104) Se requiere armadura en las zonas donde σ_{Edy} sea una tensión de tracción o se cumpla que $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$.

La armadura óptima, correspondiente a un valor de $\theta = 45^\circ$, se representa por el superíndice $'$ y la correspondiente tensión en el hormigón se obtiene mediante:

Si $\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \quad \text{(F.2)}$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \quad \text{(F.3)}$$

$$\sigma_{cd} = 2|\tau_{Edxy}| \quad \text{(F.4)}$$

Si $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = 0 \quad \text{(F.5)}$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy} \quad \text{(F.6)}$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx}\left(1 + \left(\frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}}\right)^2\right) \quad \text{(F.7)}$$

Se debe comprobar la tensión del hormigón σ_{cd} con un modelo realista de secciones fisuradas (véase el apartado 6.109 “Elementos de membrana” de este anejo).

NOTA: Se obtiene la armadura mínima si las direcciones de la armadura coinciden con las direcciones de las tensiones principales.

De forma alternativa, para el caso general, se puede determinar la armadura necesaria y la tensión en el hormigón mediante las expresiones:

$$f_{tdx} = |\tau_{Edxy}|\cot\theta - \sigma_{Edx} \quad \text{(F.8)}$$

$$f_{tdy} = |\tau_{Edxy}|/\cot\theta - \sigma_{Edy} \quad \text{(F.9)}$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}|\left(\cot\theta + \frac{1}{\cot\theta}\right) \quad \text{(F.10)}$$

donde:

θ es el ángulo que forma la tensión principal de compresión en el hormigón con el eje x.

NOTA: Se debe elegir el valor de $\cot\theta$ de forma que se eviten valores de compresión de f_{td}.

Con el fin de evitar fisuras inaceptables en Estado Límite de Servicio y para asegurar la capacidad de deformación requerida en Estado Límite Último, la armadura obtenida a partir de las expresiones (F.8) y (F.9) para cada dirección no puede ser mayor que el doble ni menor que la mitad de la armadura obtenida mediante las expresiones (F.2) y (F.3) o (F.5) y (F.6). Estas limitaciones se expresan mediante $^1/_2\, f'_{tdx} \leq f_{tdx} \leq 2f'_{tdx}$ y $^1/_2\, f'_{tdy} \leq f_{tdy} \leq 2f'_{tdy}$.

Apéndice G Recomendaciones para la consideración de la interacción suelo-estructura

Son de aplicación todas las cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

Apéndice H Efectos globales de segundo orden en estructuras

Estas consideraciones, recogidas en el Anejo 19 del Código Estructural, no se pueden utilizar para el diseño de puentes.

Apéndice I Recomendaciones para el análisis de losas planas y pantallas

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

I.1.1 (1)

I.1.1 (2)

I.1.2 (1)

I.1.2 (2)

I.1.2 (3)

I.1.2 Análisis del pórtico equivalente

Los puntos (4) y (5) del Anejo 19 del Código Estructural no son de aplicación.

Apéndice J Ejemplos de disposiciones constructivas para situaciones particulares

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

J.1 (1)	J.2.1 (1)	J.2.3 (1)	J.3 (4)
J.1 (3)	J.2.2 (1)	J.2.3 (2)	J.3 (5)
J.1 (4)	J.2.2 (2)	J.3 (1)	
J.1 (5)	J.2.2 (3)	J.3 (2)	
J.1 (6)	J.2.2 (4)	J.3 (3)	

J.104 Áreas parcialmente cargadas

J.104.1 Zonas de apoyo en puentes

(101) El dimensionamiento de las zonas de apoyo en puentes debe ser conforme con las reglas que se establecen en este apartado y en los apartados 6.5 y 6.7 del Anejo 19.

(102) La distancia desde el borde del área cargada al borde libre de la sección de hormigón no debe ser inferior a 1/6 de la dimensión correspondiente de la zona cargada, medida en la misma dirección. En ningún caso se puede tomar una distancia al borde libre inferior a $50\ mm$.

(103) Para hormigones de resistencia característica $f_{ck} \geq 55$ N/mm^2, se debe sustituir el valor de f_{cd} en la fórmula (6.63) del Anejo 19 por la expresión $\frac{0{,}46 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1+0{,}1 \cdot f_{ck}} \cdot f_{cd}$.

(104) Con el fin de evitar los daños locales en los bordes de las piezas, se debe disponer una armadura paralela a la cara cargada y uniformemente distribuida hasta el punto en el que las tensiones locales de compresión se hayan dispersado. Este punto se determina dibujando una línea inclinada formando con un ángulo θ(30º) con la dirección de aplicación de la carga, desde el borde de la superficie cargada hasta la intersección con el borde opuesto de la pieza, como se muestra en la figura A21.J.107. La armadura dispuesta para evitar el deslizamiento del borde se tiene que anclar de forma adecuada.

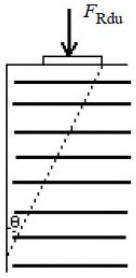


Figura A21.J.107 Determinación de la zona de colocación de armadura

(105) La armadura dispuesta con el fin de evitar los daños locales en los bordes de las piezas (A_r), debe calcularse de acuerdo con la expresión $A_r \cdot f_{yd} \geq F_{Rdu}/2$.

J.104.2 Zonas de anclaje en elementos postesos

(101) Para el dimensionamiento de zonas de anclaje, donde se vayan a anclar dos o más armaduras activas son de aplicación, las siguientes reglas junto con las que se establecen en el apartado 8.10.3 del Anejo 19 del Código Estructural.

(102) Se debe comprobar la tensión existente detrás de las placas de anclaje de la siguiente forma:

- La distancia mínima entre el eje del anclaje y el borde del hormigón no puede ser menor que la especificada en la correspondiente Evaluación Técnica Europea. Este valor mínimo depende de la resistencia del hormigón en el momento del tesado,
- la armadura necesaria para prevenir la rotura y desconchamiento en las zonas de anclaje se determina en relación a un prisma rectangular de hormigón, conocido como el prisma transversal de regularización, situado detrás de cada anclaje. La sección del prisma asociado a cada anclaje se conoce como rectángulo asociado. El rectángulo asociado tiene el mismo centro y los mismos ejes de simetría que la placa de anclaje (que deberá tener dos ejes de simetría) y deberá cumplir:

$$\frac{P_{max}}{c \cdot c\prime} \leq 0{,}6 \cdot f_{ck}(t) \qquad \text{(J.101)}$$

donde:

P_{max} es la fuerza máxima aplicada a la armadura activa, de acuerdo con el apartado 5.10.2.1 del Anejo 19

c, c' son las dimensiones del rectángulo asociado

$f_{ck}(t)$ es la resistencia del hormigón en el momento de tesado.

El rectángulo asociado debe tener aproximadamente el mismo coeficiente de forma que la placa de anclaje. Esta condición se cumple si c/a y c'/a' no son mayores que $1{,}25\sqrt{\frac{c \cdot c\prime}{a \cdot a\prime}}$, donde a y a' son las dimensiones del rectángulo más pequeño que contiene a la placa de anclaje.

- Los rectángulos asociados con anclajes situados en la misma sección transversal deben permanecer en el interior del hormigón y no pueden solaparse.
- El "prisma transversal de regularización" representa de forma muy aproximada el volumen de hormigón en el cual las tensiones van a cambiar, desde valores muy altos, justo detrás de la placa de anclaje, hasta un valor razonable para el hormigón bajo compresión uniaxial. El eje del prisma coincide con el eje de la armadura activa, su base es el rectángulo asociado y su altura detrás del anclaje se toma igual a $1{,}2 \cdot max(c, c')$. Los prismas asociados a diferentes anclajes pueden solaparse cuando las armaduras activas no son paralelas, pero deben permanecer en el interior del hormigón.

(103) La armadura necesaria para prevenir la rotura y el desconchamiento del hormigón en cada prisma de regularización (definido en el punto anterior (102)) no puede ser inferior a:

$$A_s = 0{,}15 \frac{P_{max}}{f_{yd}} \gamma_{p,unfav} \qquad \text{con } \gamma_{p,unfav} \geq 1{,}20 \qquad \text{(J.102)}$$

donde:

P_{max} es la fuerza máxima aplicada a la armadura activa, de acuerdo con la expresión (5.41) del apartado 5.10.2.1 del Anejo 19 y f_{yd} es el límite elástico de cálculo de la armadura pasiva.

Se debe distribuir la armadura pasiva en las dos direcciones a lo largo de la longitud del prisma. El área de armadura pasiva dispuesta en la cara cargada no puede ser inferior a $0{,}03 \frac{P_{max}}{f_{yd}} \gamma_{p,unfav}$ en cada dirección.

(104) Se debe disponer la armadura mínima para el sistema de pretensado según lo indicado en la correspondiente Evaluación Técnica Europea. La disposición de la armadura se tiene que modificar si se utiliza para resistir los esfuerzos de tracción calculados de acuerdo con el apartado 8.10.3(4) del Anejo 19 del Código Estructural.

Apéndice KK Métodos propuestos para evaluar los efectos estructurales producidos por el comportamiento diferido del hormigón

KK.1 Introducción

Este apéndice describe diferentes métodos para evaluar los efectos estructurales del comportamiento reológico del hormigón.

KK.2 Consideraciones generales

(101) Se deben considerar, generalmente, los efectos estructurales producidos por el comportamiento reológico del hormigón, tales como la variación de deformaciones o de esfuerzos, en condiciones de servicio.

NOTA: En casos particulares (por ejemplo estructuras o elementos estructurales sensibles a los efectos de segundo orden, o estructuras en las que no se pueden redistribuir los efectos de estas acciones), los efectos diferidos pueden tener además una influencia en Estado Límite Último (ELU).

(102) Cuando las tensiones de compresión en el hormigón sean menores que $0{,}45 f_{ck}(t)$ bajo la combinación cuasi-permanente de acciones, será adecuado realizar un análisis estructural lineal y adoptar un modelo viscoelástico lineal de envejecimiento. El comportamiento diferido del hormigón debe describirse por medio del coeficiente de fluencia $\varphi(t, t_0)$ o la función de fluencia $J(t, t_0)$ o, alternativamente, por la función de relajación $R(t, t_0)$. Para valores más elevados de tensiones de compresión, deben considerarse los efectos no lineales de la fluencia.

(103) El análisis diferido para evaluar la deformación y los esfuerzos en estructuras de hormigón armado y pretensado con coacciones rígidas puede llevarse a cabo suponiendo que las estructuras son homogéneas y que puede ignorarse la limitada variabilidad de las propiedades del hormigón en diferentes zonas de la estructura. Cualquier variación en las condiciones de las coacciones durante las fases de construcción o la vida útil de la estructura se debe tener en cuenta en el análisis.

(104) En la tabla A21.KK 101 se muestran los diferentes tipos de análisis y sus aplicaciones típicas.

Tabla A21.KK.101 Tipos de análisis

Tipo de análisis	Comentario y aplicación típica
Método general y método paso a paso en el tiempo	Métodos generales aplicables a todas las estructuras. Particularmente son útiles para la comprobación de fases intermedias de construcción en estructuras donde las propiedades varían a lo largo de la longitud (por ejemplo en construcción por voladizos sucesivos).
Métodos basados en los teoremas de la viscoelasticidad lineal	Métodos aplicables a estructuras homogéneas con coacciones rígidas.
Método del coeficiente de envejecimiento	Este método será útil cuando únicamente haya que estimar la distribución de esfuerzos y tensiones a lo largo del tiempo. Es aplicable a puentes con secciones mixtas (vigas prefabricadas y losas ejecutadas in situ).

Método del coeficiente de envejecimiento simplificado	Método aplicable a estructuras en las que se van a producir cambios en las condiciones de apoyo (por ejemplo construcción vano a vano o construcción por voladizos sucesivos).

Todos los métodos citados suponen que:

- La fluencia y la retracción se consideran independientes entre sí.
- Para cada tipo de hormigón en una sección, se adoptarán unas propiedades medias de la fluencia y retracción, ignorando cualquier diferencia poco significativa entre diferentes posiciones.
- El principio de superposición es válido para evaluar la deformación total debida a acciones aplicadas en diferentes edades.

Los apartados siguientes describen los detalles principales de estos métodos.

KK.3 Método general

(101) Se establecen las siguientes hipótesis:

a) La ecuación fundamental para la deformación diferida del hormigón es:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} + \varphi(t,t_0)\frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t,t_i)}{E_c(28)}\right)\Delta\sigma(t_i) + \varepsilon_{cs}(t,t_s) \quad \text{(KK.101)}$$

En esta ecuación, el primer término representa la deformación instantánea debida a una tensión aplicada en t_0. El segundo término representa la fluencia debida a la tensión anterior. El tercer término representa la suma de la deformación instantánea y de fluencia debida a la variación en las tensiones que se produce en el instante t_i. El cuarto término representa la deformación por retracción,

b) La armadura pasiva tiene un comportamiento lineal bajo cargas instantáneas. Cuando la tensión en la armadura activa sea mayor que $0{,}5f_{pmax}$, se deberá tener en cuenta el fenómeno de la relajación, así como un estado variable de deformación.

c) Se considera una adherencia perfecta entre el hormigón y la armadura adherente.

d) En elementos lineales, se acepta que las secciones planas permanecen planas después de la deformación.

e) Se cumplen las condiciones de equilibrio y compatibilidad.

(102) La fluencia del hormigón en cada sección depende de su historia de tensiones. Esto se tiene en cuenta empleando el método paso a paso. El análisis estructural se efectúa en intervalos de tiempo sucesivos, manteniendo las condiciones de equilibrio y compatibilidad y utilizando las propiedades básicas de los materiales en cada uno de los instantes considerados. Se calcula la deformación en intervalos de tiempo sucesivos utilizando la variación de tensiones en el hormigón en el intervalo de tiempo anterior.

KK.4 Método paso a paso en el tiempo

(101) En el instante t, en el que la tensión aplicada es σ se deducen teóricamente de la historia completa de cargas, la deformación de fluencia $\varepsilon_{cc}(t)$, la deformación potencial de fluencia $\varepsilon_{\infty cc}(t)$ (es decir la deformación de fluencia que se alcanza en el instante $t = \infty$, si la tensión aplicada en el instante t se mantiene constante) y la velocidad de fluencia.

(102) La deformación potencial de fluencia en el instante t puede determinarse utilizando el principio de superposición (para interpretar la notación, véase la expresión (KK.101) y el Apéndice B del Anejo 19 del Código Estructural:

$$\frac{d\varepsilon_{\infty cc}(t)}{dt} = \frac{d\sigma}{dt}\frac{\varphi(\infty,t)}{E_c} \qquad \text{(KK.102)}$$

(103) En el instante t se puede definir un tiempo equivalente t_e tal que, bajo la aplicación de una tensión constante desde el tiempo t_e, se obtenga el mismo valor para la deformación de fluencia y la deformación potencial de fluencia. El parámetro t_e debe cumplir la ecuación:

$$\varepsilon_{\infty cc}(t) \cdot \beta_c(t, t_e) = \varepsilon_{cc}(t) \qquad \text{(KK.103)}$$

La velocidad de fluencia en el instante t puede calcularse entonces utilizando la curva de fluencia correspondiente al tiempo equivalente:

$$\frac{d\varepsilon_{cc}(t)}{dt} = \varepsilon_{\infty cc}(t)\frac{\partial\beta_c(t,t_e)}{\partial t} \qquad \text{(KK.104)}$$

(104) Cuando $|\varepsilon_{cc}(t)| > |\varepsilon_{\infty cc}(t)|$, lo que se produce de forma particular en el caso de fluencia en la descarga, se define t_e correspondiente a la fase actual y se tiene en cuenta el cambio de signo de la tensión aplicada. Se obtiene la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{cc}(t) = \left(\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t)\right) \cdot \beta_c(t, t_e) \qquad \text{(KK.105)}$$

$$\frac{d\left(\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{cc}(t)\right)}{dt} = \left(\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t)\right) \cdot \frac{\partial\beta_c(t,t_e)}{\partial t} \qquad \text{(KK.106)}$$

donde:

$\varepsilon_{ccMax}(t)$ es el último valor de la deformación de fluencia que se alcanza antes del instante t.

KK.5 Aplicación de los teoremas de la viscoelasticidad lineal

(101) En estructuras con coacciones rígidas, inicialmente se pueden evaluar las tensiones y deformaciones por medio de un análisis elástico de la estructura suponiendo que el módulo de elasticidad es constante.

(102) Las propiedades reológicas del hormigón están totalmente caracterizadas por la función de fluencia $J(t, t_0)$ y la función de relajación $R(t, t_0)$, donde:

$J(t, t_0)$ representa la deformación total por unidad de tensión, es decir, la respuesta en términos de deformación en el instante "t" que resulta de la aplicación de una tensión unitaria en el instante "t_0" que se mantiene constante

$R(t, t_0)$ representa la respuesta en términos de tensión en el instante "t" que resulta de la aplicación de una deformación unitaria en el instante "t_0" que se mantiene constante.

(103) Bajo acciones directas (acciones impuestas), las tensiones elásticas no se ven modificadas por la fluencia. Se pueden evaluar las deformaciones $D(t)$ en un instante "t" integrando los incrementos de deformación elástica, multiplicados por el coeficiente de fluencia $J(t, \tau) \cdot E_c$.

$$S(t) = S_{el}(t_0) \qquad \text{(KK.107)}$$

$$D(t) = E_c \int_0^t J(t, \tau) dD_{el}(\tau) \qquad \text{(KK.108)}$$

(104) Bajo acciones indirectas (deformaciones impuestas), las deformaciones elásticas no se modifican por la fluencia. Se pueden evaluar las tensiones en un instante "t" integrando los incrementos de tensión elástica, multiplicados por el coeficiente de relajación $R(t, \tau)/E_c$.

$$D(t) = D_{el}(t) \qquad \text{(KK.109)}$$

$$S(t) = \frac{1}{E_c}\int_0^t R(t,\tau)dS_{el}(\tau) \qquad \text{(KK.110)}$$

(105) En una estructura sometida a cargas impuestas constantes, donde el esquema estático inicial (101) se modifica hacia un esquema final (102) por la introducción de coacciones adicionales en un instante $t_1 \geq t_0$ (siendo t_0 la edad de puesta en carga de la estructura), la distribución de tensiones evoluciona para $t > t_1$ y se aproxima a la distribución correspondiente a la aplicación de la carga en el esquema estático final:

$$S_2(t) = S_{el,1} + \xi(t, t_0, t_1)\Delta S_{el,1} \qquad \text{(KK.111)}$$

donde:

$S_2(t)$ es la distribución de tensiones para $t > t_1$ en la estructura con las coacciones modificadas

$S_{el,1}$ es la distribución elástica de tensiones en el esquema estático inicial

$\Delta S_{el,1}$ es la corrección que se necesita aplicar a la solución elástica $S_{el,1}$ para cumplir con la solución elástica correspondiente con la aplicación de la carga en el esquema estático final

$\xi(t, t_0, t_1)$ es la función de redistribución:

$$\xi(t, t_0, t_1) = \int_{t_1}^t R(t,\tau)dJ(\tau, t_0) \qquad \text{(KK.112)}$$

con:

$$0 \leq \xi(t, t_0, t_1) \leq 1$$

y

$$\xi(t, t_0, t_0^+) = 1 - \frac{R(t,t_0)}{E_c(t_0)} \qquad \text{(KK.113)}$$

(106) En los casos en los que la transición desde el esquema estático inicial hacia el esquema final se realice por medio de diferentes modificaciones en las coacciones, aplicadas en diferentes instantes $t_i \geq t_0$, la variación de tensiones producidas por la fluencia, debido al efecto de aplicar un grupo de coacciones adicionales Δn_j en el instante t_j, es independiente de la historia de las coacciones anteriores adicionales introducidas en los instantes $t_i < t_j$ y únicamente depende de la aplicación de las coacciones Δn_j.

$$S_{j+1} = S_{el,1} + \sum_{i=1}^{j} \xi(t, t_0, t_i)\,\Delta S_{el,i} \qquad \text{(KK.114)}$$

KK.6 Método del coeficiente de envejecimiento

(101) El método del coeficiente de envejecimiento permite calcular a tiempo infinito las variaciones en las tensiones, deformaciones, esfuerzos y movimientos debido al comportamiento diferido del hormigón y de la armadura activa, sin recurrir a un análisis temporal discreto. En particular, a nivel de sección, los cambios en la deformación axial y en la curvatura debidos a la fluencia, retracción y relajación pueden determinarse utilizando un procedimiento relativamente simple.

(102) La deformación producida por variaciones en el tiempo de las tensiones en el hormigón se puede calcular como la que resultaría de una variación de tensión aplicada y mantenido constante en el tiempo desde una edad intermedia.

$$\int_{\tau=t_0}^{t} \left[\frac{E_c(28)}{E_c(\tau)} + \varphi_{28}\,(t,\tau)\right] d\sigma(\tau) = \left[\frac{E_c(28)}{E_c(t_0)} + \chi(t,t_0)\varphi_{28}\,(t,\tau)\right]\,\Delta\,\sigma_{t_0\to t} \qquad \text{(KK.118)}$$

donde χ es el coeficiente de envejecimiento. El valor de χ se puede determinar en cualquier instante, por medio de un cálculo paso a paso, o bien se puede suponer igual a $0{,}80$ para $t = \infty$.

La relajación para una deformación variable se puede determinar de forma simplificada a tiempo infinito, como la relajación correspondiente a una longitud constante, multiplicada por un coeficiente de reducción de 0,80.

KK.7 Formulación simplificada

(101) Se pueden determinar los esfuerzos a tiempo infinito t_∞ utilizando un método simplificado para aquellas estructuras que van a experimentar cambios en las condiciones de apoyo (construcción vano a vano, construcción por voladizos sucesivos, movimientos en los apoyos, etc.). En estos casos, como primera aproximación, se puede obtener la distribución de los esfuerzos a t_∞ como:

$$s_\infty = s_0 + (s_1 - s_0) \cdot \frac{E_c(t_1)}{E_C(t_0)} \frac{\varphi(\infty,t_0) - \varphi(t_1,t_0)}{1+\chi\varphi(\infty,t_1)} \qquad \text{(KK.119)}$$

donde:

s_0 representa los esfuerzos al final del proceso constructivo

s_1 representa los esfuerzos obtenidos si la estructura se hubiese construido sobre cimbra

t_0 es la edad del hormigón en el momento de aplicación de las cargas permanentes constantes

t_1 es la edad del hormigón cuando se modifican las condiciones de las coacciones.

Apéndice LL Propuesta para los elementos de hormigón tipo lámina

(101) Este apartado es de aplicación en elementos tipo lámina, en los que existen generalmente ocho componentes de los esfuerzos. Los ocho componentes de los esfuerzos se enumeran a continuación y se muestran en la figura A21.LL.1, para el caso de un elemento de dimensiones unitarias:

- 3 componentes de placa $n_{Edx}, n_{Edy}, n_{Edxy} = n_{Edyx}$
- 3 componentes de losa $m_{Edx}, m_{Edy}, m_{Edxy} = m_{Edyx}$
- 2 cortantes transversales v_{Edx}, v_{Edy}

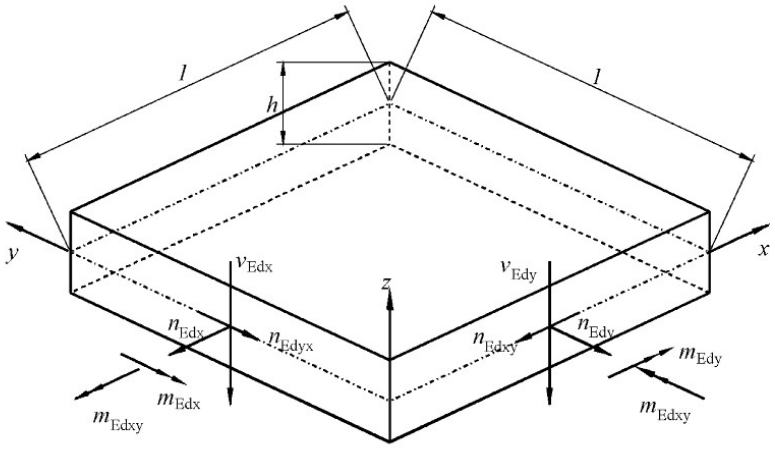


Figura A21.LL.1 Elemento tipo lámina

(102) La primera etapa en el proceso de comprobación es establecer si el elemento tipo lámina se encuentra fisurado o no fisurado.

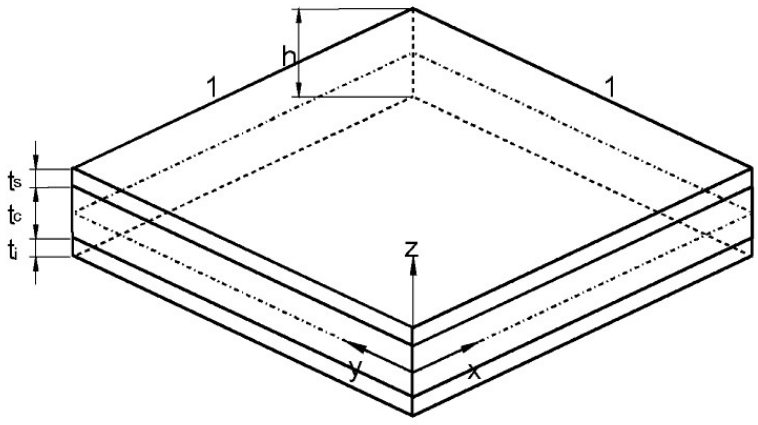


Figura A21.LL.2 Modelo multicapa

(103) En elementos no fisurados, únicamente es necesario comprobar que la tensión principal mínima es inferior a la resistencia de cálculo a compresión f_{cd}. Puede ser apropiado tener en cuenta el estado de compresión multiaxial en la definición de f_{cd}.

(104) Para el caso de elementos fisurados se debe utilizar un modelo multicapa para el dimensionamiento o la comprobación del elemento tipo lámina.

(105) En el modelo multicapa, se identifican tres capas (figura A21.LL.2): Las dos capas exteriores deben resistir los esfuerzos de membrana que proceden de $n_{Edx}, n_{Edy}, n_{Edxy}, m_{Edx}, m_{Edy}, m_{Edxy}$; la capa

interior tiene que resistir los cortantes transversales v_{Edx}, v_{Edy}. Se debe establecer el espesor de las distintas capas por medio de un proceso iterativo (véanse los puntos (113) a (115)).

(106) La capa interior debe calcularse de acuerdo con el apartado 6.2, teniendo en cuenta el esfuerzo cortante principal, su dirección principal y las componentes de la armadura longitudinal en esa dirección (véanse los puntos (113) a (115)).

(107) Con el fin de determinar si los elementos tipo lámina están fisurados, deben comprobarse las tensiones principales en distintos niveles dentro del espesor del elemento. En la práctica, se debe cumplir la siguiente condición:

$$\phi = \alpha \frac{J_2}{f_{cm}^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cm}} + \beta \frac{I_1}{f_{cm}} - 1 \leq 0 \qquad \text{(LL.101)}$$

donde:

$$J_2 = \frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \qquad \text{(LL.102)}$$

$$J_3 = (\sigma_1 - \sigma_m)(\sigma_2 - \sigma_m)(\sigma_3 - \sigma_m) \qquad \text{(LL.103)}$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \qquad \text{(LL.104)}$$

$$\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 \qquad \text{(LL.105)}$$

$$\alpha = \frac{1}{9k^{1,4}} \qquad \text{(LL.106)}$$

$$\lambda = c_1 \cos\left[\frac{1}{3} ar\cos(C_2 \cos 3\theta)\right] \quad \text{si } \cos 3\theta \geq 0$$

$$\lambda = c_1 \cos\left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} ar\cos(-C_2 \cos 3\theta)\right] \quad \text{si } \cos 3\theta < 0 \qquad \text{(LL.107)}$$

$$\beta = \frac{1}{3{,}7k^{1,1}} \qquad \text{(LL.108)}$$

$$\cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \qquad \text{(LL.109)}$$

$$c_1 = \frac{1}{0{,}7k^{0,9}} \qquad \text{(LL.110)}$$

$$c_2 = 1 - 6{,}8(k - 0{,}07)^2 \qquad \text{(LL.111)}$$

$$k = \frac{f_{ctm}}{f_{cm}} \qquad \text{(LL.112)}$$

Si se cumple la condición (LL.101), se considera que el elemento no está fisurado; en caso contrario, debe considerarse como fisurado.

(108) Si se considera que el elemento tipo lámina está fisurado, los esfuerzos en las capas exteriores del modelo multicapa deben determinarse de acuerdo a las siguientes ecuaciones (figuras A21.LL.3a y A21.LL.3b).

$$n_{Edxs} = n_{Edx} \frac{z_x - y_{xs}}{z_x} + \frac{m_{Edx}}{z_x} \qquad \text{(LL.113)}$$

$$n_{Edxi} = n_{Edx} \frac{z_x - y_{xi}}{z_x} - \frac{m_{Edx}}{z_x} \qquad \text{(LL.114)}$$

$$n_{Edys} = n_{Edy} \frac{z_y - y_{ys}}{z_y} + \frac{m_{Edy}}{z_y} \qquad \text{(LL.115)}$$

$$n_{Edyi} = n_{Edy} \frac{z_y - y_{yi}}{z_y} - \frac{m_{Edy}}{z_y} \qquad \text{(LL.116)}$$

$$n_{Edyxs} = n_{Edyx} \frac{z_{yx} - y_{yxs}}{z_{yx}} - \frac{m_{Edyx}}{z_{yx}} \qquad \text{(LL.117)}$$

$$n_{Edyxi} = n_{Edyx}\frac{z_{yx}-y_{yxi}}{z_{yx}} + \frac{m_{Edyx}}{z_{yx}} \quad \text{(LL.118)}$$

$$n_{Edxys} = n_{Edxy}\frac{z_{xy}-y_{xys}}{z_{xy}} - \frac{m_{Edxy}}{z_{xy}} \quad \text{(LL.119)}$$

$$n_{Edxyi} = n_{Edxy}\frac{z_{xy}-y_{xyi}}{z_{xy}} + \frac{m_{Edxy}}{z_{xy}} \quad \text{(LL.120)}$$

donde:

$\{z_x, z_y\}$ son los brazos mecánicos para los momentos flectores y esfuerzos axiles de la membrana

$\{y_{xs}, y_{xi}, y_{ys}, y_{yi}\}$ son las distancias desde el centro de gravedad de la armadura al plano medio del elemento en las direcciones x e y, con relación a los momentos flectores y a los esfuerzos normales de la membrana; por lo tanto $z_x = y_{xs} + y_{xi}$ y $z_y = y_{ys} + y_{yi}$

$\{y_{yxs}, y_{yxi}, y_{xys}, y_{xyi}\}$ son las distancias desde el centro de gravedad de la armadura al plano medio del elemento, con relación al momento torsor y esfuerzos cortantes de la membrana; por lo tanto $z_{yx} = y_{yxs} + y_{yxi}$ y $z_{xy} = y_{xys} + y_{xyi}$.

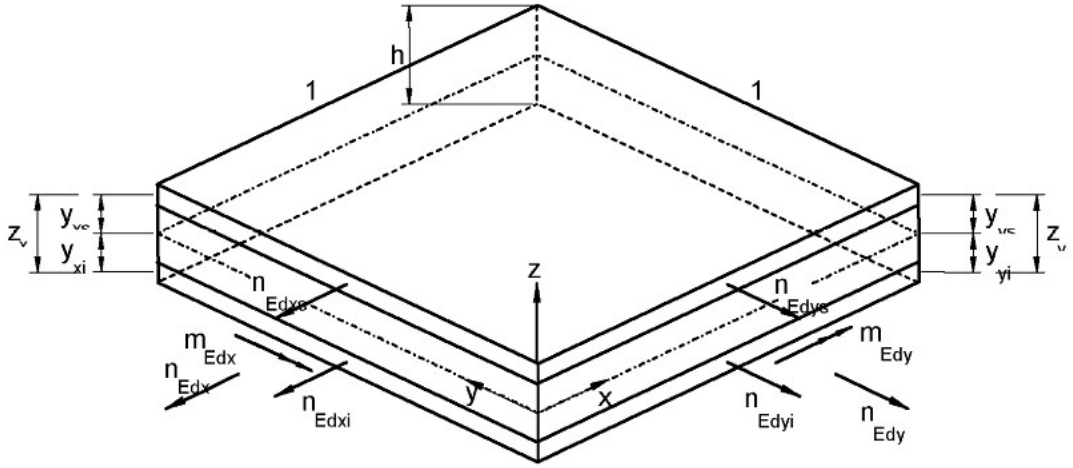


Figura A21.LL.3a Esfuerzos normales y momentos flectores en la capa exterior

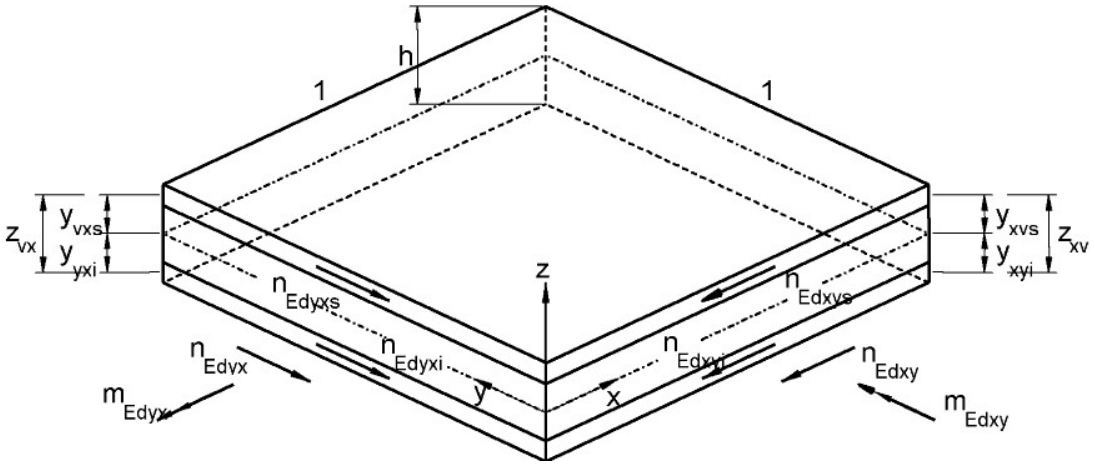


Figura A21.LL.3b Esfuerzos cortantes y momentos torsores en la capa exterior

Los esfuerzos cortantes v_{Edx} y v_{Edy} se aplican a la capa interior con el brazo mecánico z_c, determinado respecto al centro de gravedad de las capas adecuadas de armadura.

(109) Para el dimensionamiento de la capa interior, se debe evaluar el esfuerzo cortante principal v_{Edo} y su dirección φ_o como se indica a continuación:

$$v_{Edo} = \sqrt{{v_{Edx}}^2 + {v_{Edy}}^2} \quad \text{(LL.121)}$$

$$\tan \varphi_o = \frac{v_{Edy}}{v_{Edx}} \quad \text{(LL.122)}$$

(110) En la dirección del cortante principal, el elemento tipo lámina se comporta como una viga y por lo tanto se deben aplicar los criterios de dimensionamiento apropiados. En particular, se debe aplicar el apartado 6.2.2 a elementos que no necesiten armadura de cortante y el apartado 6.2.3 a elementos que necesiten armadura de cortante. En la expresión (6.2.a), se debe adoptar el valor de ρ_l como:

$$\rho_l = \rho_x cos^2 \varphi_o + \rho_y sen^2 \varphi_o \quad \text{(LL.123)}$$

(111) Cuando sea necesaria armadura de cortante, el esfuerzo longitudinal $V_{Edo} \cot \theta$ que se obtiene del modelo de celosía produce los siguientes esfuerzos de membrana, en las direcciones x e y:

$$n_{Edyc} = \frac{v_{Edy}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad \text{(LL.124)}$$

$$n_{Edxyc} = \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Edo}} \cot \theta \quad \text{(LL.125)}$$

$$n_{Edxc} = \frac{v_{Edx}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad \text{(LL.126)}$$

$$n_{Edyxc} = n_{Edxyc} = \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Edo}} \cot \theta \quad \text{(LL.127)}$$

(112) Las capas exteriores se tienen que dimensionar como elementos de membrana, utilizando los criterios de dimensionamiento del apartado 6.109 y del Apéndice F.

(113) Se puede adoptar de manera general el siguiente planteamiento simplificado, con relación a las figuras A21.LL.3a y A21.LL.3b:

$$y_{ns} = y_{xs} = y_{ys} \quad \text{(LL.128)}$$

$$y_{ni} = y_{xi} = y_{yi} \quad \text{(LL.129)}$$

$$y_{ts} = y_{xys} = y_{yxs} \quad \text{(LL.130)}$$

$$y_{ti} = y_{xyi} = y_{yxi} \quad \text{(LL.131)}$$

$$z_x = z_y = z_n = y_{ns} + y_{ni} \quad \text{(LL.132)}$$

$$z_{xy} = z_{yx} = z_t = y_{ts} + y_{ti} \quad \text{(LL.133)}$$

Generalmente se puede ignorar la diferencia entre z_n y z_t, suponiendo que el espesor de las capas exteriores es dos veces la distancia del borde al centro de gravedad de la armadura, por lo tanto:

$$y_{ns} = y_{ts} = y_s \quad \text{(LL.134)}$$

$$y_{ni} = y_{ti} = y_i \quad \text{(LL.135)}$$

$$z_n = z_t = z \quad \text{(LL.136)}$$

(114) A partir de las hipótesis anteriores, los esfuerzos en las capas exteriores pueden determinarse como se indica a continuación:

a) En el caso de no necesitar armadura de cortante para resistir v_{Edx} y v_{Edy}:

$$n_{Edxs} = n_{Edx}\frac{z-y_s}{z} + \frac{m_{Edx}}{z} \quad \text{(LL.137)}$$

$$n_{Edxi} = n_{Edx}\frac{z-y_i}{z} - \frac{m_{Edx}}{z} \quad \text{(LL.138)}$$

$$n_{Edys} = n_{Edy}\frac{z-y_s}{z} + \frac{m_{Edy}}{z} \quad \text{(LL.139)}$$

$$n_{Edyi} = n_{Edy}\frac{z-y_i}{z} - \frac{m_{Edy}}{z} \quad \text{(LL.140)}$$

$$n_{Edxys} = n_{Edxy}\frac{z-y_s}{z} - \frac{m_{Edxy}}{z} \quad \text{(LL.141)}$$

$$n_{Edxyi} = n_{Edxy}\frac{z-y_i}{z} + \frac{m_{Edxy}}{z} \quad \text{(LL.142)}$$

b) En el caso de que se necesite armadura de cortante para resistir v_{Edx} y v_{Edy}:

$$n_{Edxs} = n_{Edx}\frac{z-y_s}{z} + \frac{m_{Edx}}{z} + \frac{1}{2}\frac{v_{Edx}^2}{v_{Edo}}\cot\theta \quad \text{(LL.143)}$$

$$n_{Edxi} = n_{Edx}\frac{z-y_i}{z} - \frac{m_{Edx}}{z} + \frac{1}{2}\frac{v_{Edx}^2}{v_{Edo}}\cot\theta \quad \text{(LL.144)}$$

$$n_{Edys} = n_{Edy}\frac{z-y_s}{z} + \frac{m_{Edy}}{z} + \frac{1}{2}\frac{v_{Edy}^2}{v_{Edo}}\cot\theta \quad \text{(LL.145)}$$

$$n_{Edyi} = n_{Edy}\frac{z-y_i}{z} - \frac{m_{Edy}}{z} + \frac{1}{2}\frac{v_{Edy}^2}{v_{Edo}}\cot\theta \quad \text{(LL.146)}$$

$$n_{Edxys} = n_{Edxy}\frac{z-y_s}{z} - \frac{m_{Edxy}}{z} + \frac{1}{2}\frac{v_{Edx}v_{Edy}}{v_{Edo}}\cot\theta \quad \text{(LL.147)}$$

$$n_{Edxyi} = n_{Edxy}\frac{z-y_i}{z} + \frac{m_{Edxy}}{z} + \frac{1}{2}\frac{v_{Edx}v_{Edy}}{v_{Edo}}\cot\theta \quad \text{(LL.148)}$$

(115) Si no se cumple la comprobación de (112), se tiene que seguir uno de los siguientes procedimientos:

a) Incrementar el recubrimiento del hormigón y reducir, por lo tanto, el brazo mecánico interno.

b) Utilizar diferentes valores para z_n y z_t siendo $z_n > z_t$; las tensiones internas del hormigón deben sumarse vectorialmente.

c) Incrementar el espesor de la capa para cumplir con la comprobación del hormigón y manteniendo la armadura en su posición original. Esto dará lugar a una excentricidad de la armadura en la capa, con la aparición de dos momentos flectores internos, que tienen que estar en equilibrio en el elemento tipo lámina. En estas circunstancias, los esfuerzos en la armadura serán:

$$n_{Eds}^* = \left[n_{Eds}\left(h - \frac{t_s}{2} - b_i'\right) + n_{Edi}\left(\frac{t_i}{2} - b_i'\right)\right]/(h - b_i' - b_s') \quad \text{(LL.149)}$$

$$n_{Edi}^* = n_{Eds} + n_{Edi} - n_{Eds}^* \quad \text{(LL.150)}$$

donde:

t_s y t_i son los espesores de la capa superior e inferior, respectivamente

$b_{i,s}'$ es la distancia de la superficie exterior de la capa al eje de la armadura en el interior de la capa.

Se debe comprobar la capa interior para un esfuerzo cortante adicional fuera de su plano, correspondiente al esfuerzo que se transfiere entre las capas de armaduras.

Apéndice MM Recomendaciones para el esfuerzo cortante y flexión transversal

(101) Dentro de las almas de las vigas cajón, se puede tener en cuenta la interacción entre el esfuerzo cortante y el momento flector transversal por medio de un modelo multicapa (véase el Apéndice LL). Para esta aplicación se pueden introducir las siguientes simplificaciones en el modelo general (figura A21.MM.1):

- Se considera que el esfuerzo rasante por unidad de longitud es constante a lo largo de Δx, con un valor $v_{Ed} = V_{Ed}/\Delta y$.
- Se considera que el momento flector transversal por unidad de longitud es constante a lo largo de Δy, con un valor $m_{Ed} = M_{Ed}/\Delta \mathrm{x}$.
- Se supone que el esfuerzo longitudinal es constante a lo largo de la longitud Δy, con un valor $p_{Ed} = P_{Ed}/\Delta y$.
- Se desprecia, a lo largo de la longitud Δy, el esfuerzo cortante transversal dentro del alma, debido a la variación en el momento flector correspondiente.

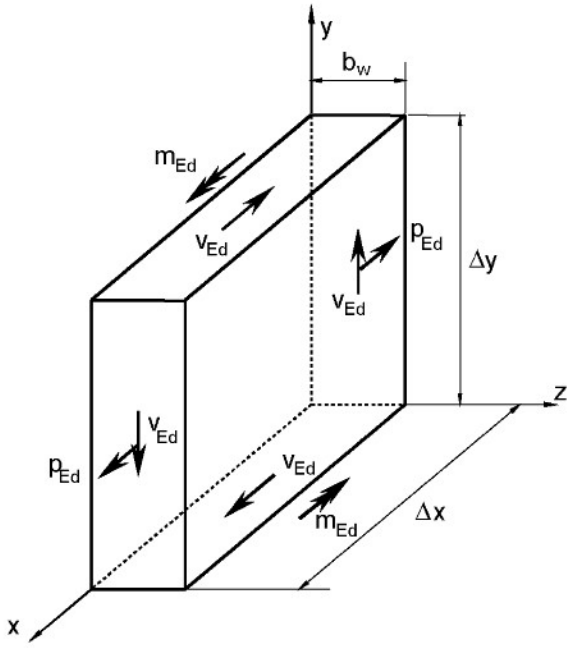


Figura A21.MM.1 Esfuerzos en el alma

(102) A partir de las hipótesis anteriores, el modelo multicapa comprende únicamente dos placas sobre las cuales van a actuar las siguientes tensiones (véase la figura A21.MM.2):

$$\tau_{Ed1} = v_{Ed}\frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2)z_1} \quad \text{(MM.101)}$$

$$\tau_{Ed2} = v_{Ed}\frac{b_w - z_1}{(2b_w - z_1 - z_2)z_2} \quad \text{(MM.102)}$$

$$\sigma_{Edy1} = \frac{m_{Edx}}{(b_w - (z_1 + z_2)/2)z_1} \quad \text{(MM.103)}$$

$$\sigma_{Edy2} = \frac{m_{Edx}}{(b_w - (z_1 + z_2)/2)z_2} \quad \text{(MM.104)}$$

$$\sigma_{Edx1} = p_d\frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2)z_1} \quad \text{(MM.105)}$$

$$\sigma_{Edx2} = p_d\frac{b_w - z_1}{(2b_w - z_1 - z_2)z_2} \quad \text{(MM.106)}$$

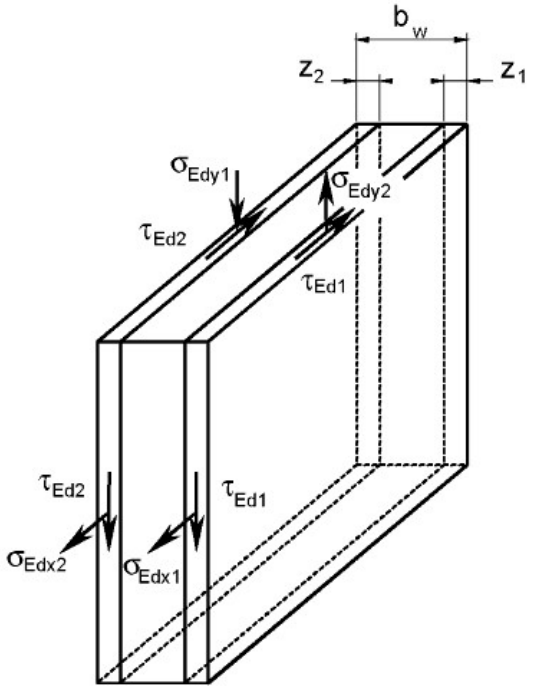


Figura A21.MM.2 Modelo multicapa modificado

(103) El dimensionamiento de las dos placas debe basarse en un método iterativo, para optimizar los espesores z_1 y z_2, utilizando el procedimiento que se establece en el apartado 6.109 y el Apéndice F; se pueden suponer diferentes valores para los ángulos θ_{el} y θ en las dos placas, pero deben tener un valor constante en cada placa. Si la armadura resultante es excéntrica en las dos placas, será necesario aplicar las expresiones (LL.149) y (LL.150) del Apéndice LL.

(104) Si el esfuerzo longitudinal calculado es de tracción, se puede absorber mediante una armadura pasiva distribuida a lo largo del alma, o de forma alternativa, se puede considerar que se va a transmitir a los cordones en tracción y compresión; la mitad del esfuerzo al cordón en tracción y la otra mitad al cordón en compresión.

(105) En el caso de que no exista esfuerzo longitudinal, se pueden utilizar las reglas del apartado 6.2.4 como una simplificación, pero debe sumarse la armadura de cortante a la armadura de flexión.

Apéndice NN Recomendaciones para las tensiones de daño equivalente para comprobaciones a fatiga

NN.1 Generalidades

(101) Este apéndice proporciona un procedimiento simplificado para el cálculo de las tensiones de daño equivalente para la comprobación a fatiga de los tableros de puentes de hormigón de carretera y ferrocarril. El procedimiento está basado en los modelos de carga en fatiga que se establecen en la reglamentación específica vigente.

NN.2 Puentes de carretera

NN.2.1 Armadura pasiva y activa

(101) Los valores que se indican en este apartado son únicamente de aplicación al modelo de carga en fatiga modificado tipo 3, que se describe en la norma UNE-EN 1991-2 y que coincide con el adoptado por la Instrucción de Acciones en Puentes IAP-11.

Para el cálculo del incremento de tensiones de daño equivalente en la comprobación del acero, las cargas por eje del modelo de carga en fatiga tipo 3 deben multiplicarse por los siguientes coeficientes:

$1{,}75$ para la comprobación de apoyos intermedios en puentes continuos,

$1{,}40$ para la comprobación de otras zonas.

(102) Para la comprobación del acero, el incremento de tensiones de daño equivalente se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$\Delta\,\sigma_{s,equ} = \Delta\sigma_{s,Ec} \cdot \lambda_s \qquad \text{(NN.101)}$$

donde:

$\Delta\,\sigma_{s,Ec}$ es el incremento de tensiones originado por el modelo de carga en fatiga indicado, con las cargas por eje mayoradas según (101), en base a la combinación de cargas establecida en el apartado 6.8.3 del Anejo 19

λ_s es el coeficiente de daño equivalente en fatiga, que tiene en cuenta las condiciones específicas de ubicación, incluyendo la intensidad de tráfico en el puente, la vida útil de proyecto y la luz del elemento.

(103) El coeficiente de corrección λ_s tiene en cuenta la influencia de la luz del vano, la intensidad anual de tráfico, vida útil de proyecto, carriles múltiples, tipo de tráfico y rugosidad superficial, pudiéndose calcular mediante la siguiente expresión:

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \qquad \text{(NN.102)}$$

donde:

$\lambda_{s,1}$ es un coeficiente que tiene en cuenta el tipo de elemento (por ejemplo, viga continua), así como el daño que produce el tráfico, en función de la longitud crítica de la línea o área de influencia

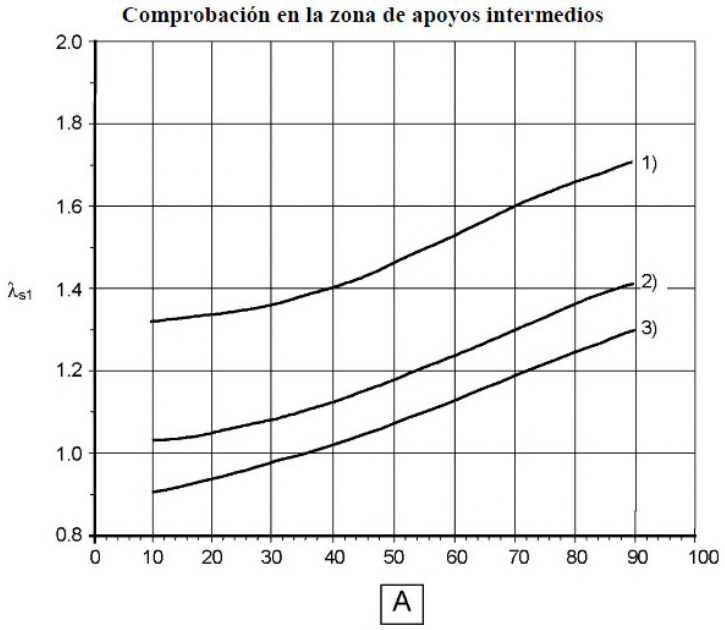
$\lambda_{s,2}$ es un coeficiente que tiene en cuenta la intensidad de tráfico

$\lambda_{s,3}$ es un coeficiente que tiene en cuenta la vida útil de proyecto del puente

$\lambda_{s,4}$ es un coeficiente que se aplica cuando el elemento estructural se encuentra cargado en más de una vía

φ_{fat} es el coeficiente de impacto de daño equivalente, que es función de la rugosidad superficial.

(104) El valor del coeficiente $\lambda_{s,1}$ viene indicado en las figuras NN.1 y NN.2 y tiene en cuenta la longitud crítica de la línea de influencia y la forma de la curva S-N.



1) Dispositivos de empalme
2) Armaduras activas curvas en vainas metálicas
3) Armadura pasiva

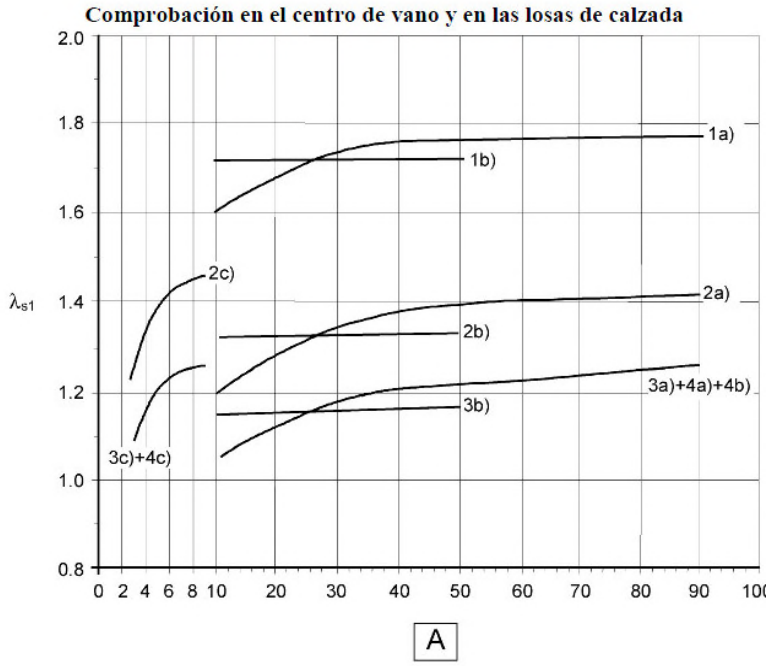
Armaduras pretesas (todas)

Armaduras postesas:

- Cordón en vainas de plástico
- Armaduras activas rectas en vainas metálicas

A — Longitud crítica de la línea de influencia [m]

Figura NN.1 Valores del coeficiente $\lambda_{s,1}$ para la comprobación a fatiga de la zona de apoyos intermedios



1) Dispositivos de empalme
2) Armaduras activas curvas en vainas metálicas
3) Armadura pasiva

Armaduras pretesas (todas)

Armaduras postesas:

- Cordón en vainas de plástico
- Armaduras activas rectas en vainas metálicas

4) Armadura de cortante
   a) Viga continua
   b) Viga simplemente apoyada
   c) Losa de calzada

A — Longitud crítica de la línea de influencia [m]

Figura NN.2 Valores del coeficiente $\lambda_{s,1}$ para la comprobación a fatiga en centro de vano y para los elementos locales

(105) El coeficiente $\lambda_{s,2}$ representa la influencia de la intensidad anual de tráfico y del tipo de tráfico. Se puede calcular mediante la ecuación (NN.103).

$$\lambda_{s,2} = \overline{Q}^{k_2}\sqrt{\frac{N_{obs}}{2{,}0}} \qquad \text{(NN.103)}$$

donde:

N_{obs} es el número de vehículos pesados por año, según la reglamentación específica vigente (o en su defecto lo establecido en la tabla 4.5 de la norma UNE-EN 1991-2)

k_2 es la pendiente de la curva S-N adecuada, que se obtiene de las tablas 6.3N y 6.4N del Anejo 19

$\overline{Q}$ es un coeficiente que es función del tipo de tráfico, según la tabla NN.1.

Tabla NN.1 Coeficientes función del tipo de tráfico

Coeficiente $\overline{Q}$	Tipo de tráfico (*)		
	Larga distancia	Media distancia	Tráfico local
$k_2 = 5$	1,0	0,90	0,73
$k_2 = 7$	1,0	0,92	0,78
$k_2 = 9$	1,0	0,94	0,82

(*) Según la reglamentación específica vigente (o en su defecto, lo establecido en la tabla 4.7 de la norma UNE-EN 1991-2)

(106) El coeficiente $\lambda_{s,3}$ tiene en cuenta la influencia de la vida en servicio y puede calcularse a partir de la ecuación (NN.104).

$$\lambda_{s,3} = k_2 \sqrt{\frac{N_{Years}}{100}} \qquad \text{(NN.104)}$$

donde:

N_{Years} es la vida útil de proyecto del puente.

(107) El coeficiente $\lambda_{s,4}$ tiene en cuenta la influencia de carriles múltiples de circulación y puede calcularse a partir de la ecuación (NN.105).

$$\lambda_{s,4} = k_2 \sqrt{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}} \qquad \text{(NN.105)}$$

donde:

$N_{obs,i}$ es el número previsto de vehículos pesados por año para el carril i

$N_{obs,1}$ es el número de vehículos pesados por año en el carril más lento.

(108) El coeficiente φ_{fat} es un coeficiente de impacto de daño equivalente considerando la superficie como de buena calidad.

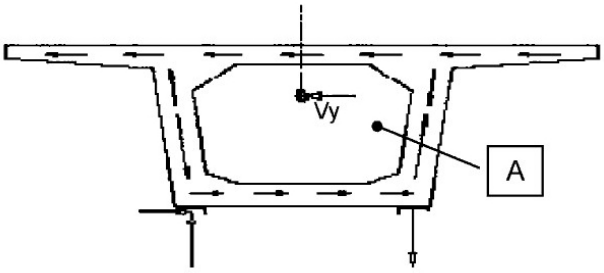
NN.3 Puentes de ferrocarril

Se aplicará lo establecido en la Instrucción para acciones de puentes de ferrocarril.

Apéndice OO Propuesta de regiones de discontinuidad tipo en puentes

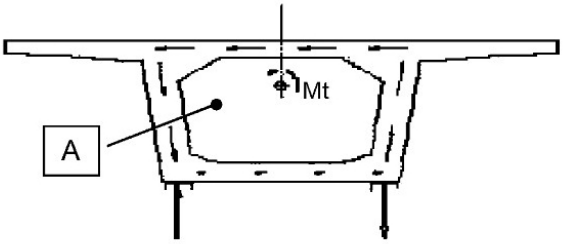
OO.1 Diafragmas de tableros de sección cajón con apoyo directo de las almas en los apoyos

(101) Los diafragmas cuyos apoyos están situados directamente bajo las almas de la sección cajón estarán sometidos a esfuerzos generados por la transmisión del esfuerzo cortante en el plano horizontal (figura A21.OO.1), así como al par de fuerzas resultantes de la descomposición del momento torsor en los casos en los que existan dos apoyos (figura A21.OO.2).



A Diafragma

Figura A21.OO.1 Esfuerzo cortante horizontal y reacciones en los apoyos



A Diafragma

Figura A21.OO.2 Momento torsor en el tablero y reacciones en los apoyos

(102) De forma general, a partir de las figuras A21.OO.1 y A21.OO.2, se puede observar que el flujo de esfuerzos en la losa inferior y en las almas se canaliza directamente hacia los apoyos, sin que se produzca ningún esfuerzo en la parte central del diafragma. En cambio, los esfuerzos que proceden del ala superior producen esfuerzos sobre el diafragma y son los que determinan el dimensionamiento del elemento. En las figuras A21.OO.3 y A21.OO.4 se identifican posibles mecanismos resistentes que pueden utilizarse para determinar la armadura necesaria para elementos de este tipo.

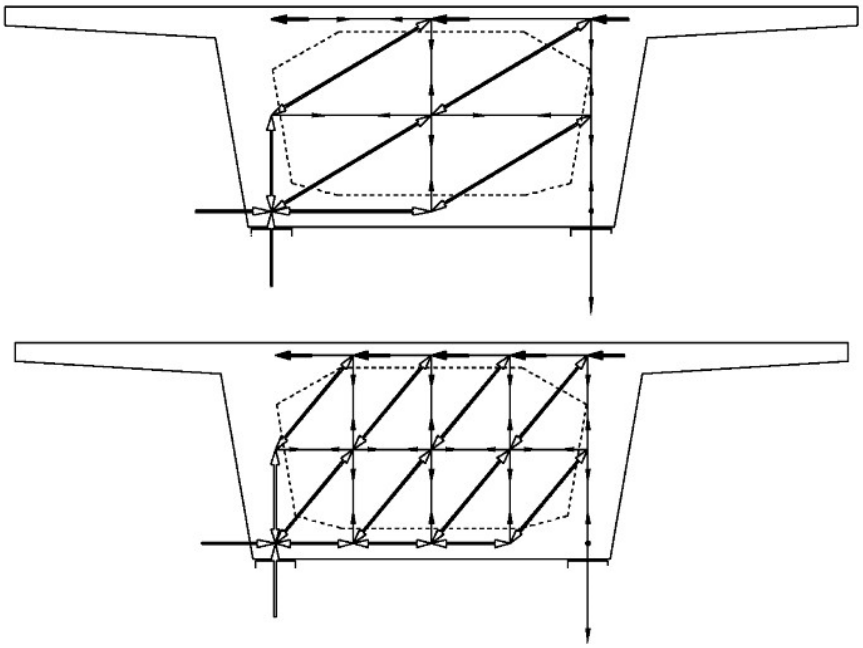


Figura A21.OO.3 Modelo de bielas y tirantes para un diafragma macizo tipo con apoyo directo sin paso de hombre

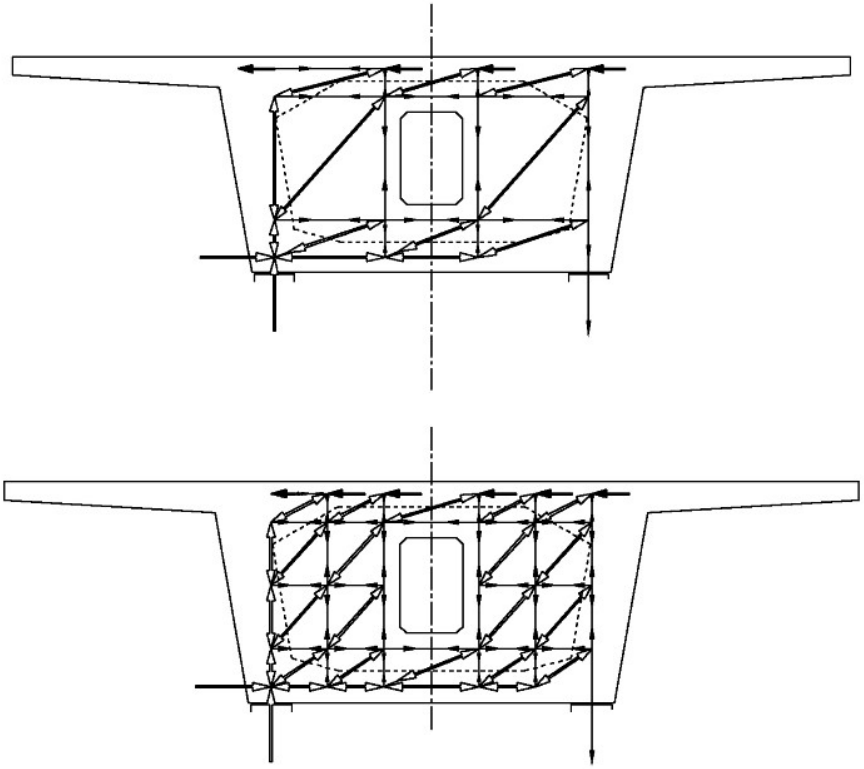


Figura A21.OO.4 Modelo de bielas y tirantes para un diafragma macizo tipo con apoyo directo con paso de hombre

(103) De forma general, no será necesaria la comprobación de los nudos ni de las bielas cuando el espesor del diafragma sea igual o mayor que la dimensión del apoyo en la dirección longitudinal del puente. En estas circunstancias únicamente es necesario comprobar los nudos de apoyo.

OO.2 Diafragmas de tableros de sección cajón con apoyo indirecto de las almas en los apoyos

(101) En este caso, además del esfuerzo cortante horizontal y el efecto de la torsión en el caso de más de un apoyo, el diafragma debe transmitir los esfuerzos cortantes verticales que se transfieren desde las almas al apoyo o apoyos.

Se tienen que comprobar los nudos de los apoyos utilizando los criterios que se establecen en los apartados 6.5 y 6.7 del Anejo 19.

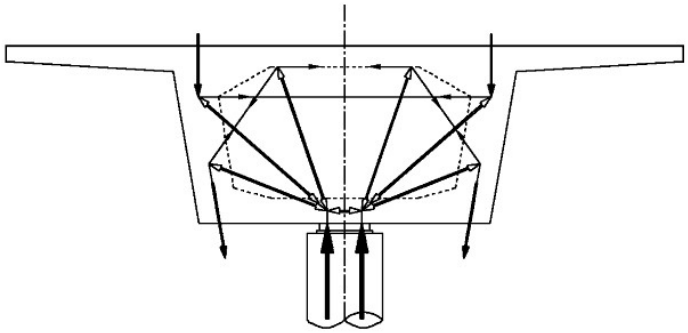


Figura A21.OO.5 Diafragmas con apoyo indirecto. Modelo de bielas y tirantes

(102) Las armaduras se dimensionan para los esfuerzos de tracción obtenidos a partir de los mecanismos resistentes adoptados, teniendo en cuenta las limitaciones de tracción en la armadura indicadas en el apartado 6.5 del Anejo 19. En general, debido a la forma en la que se transmite el cortante vertical, será necesario disponer una armadura de cuelgue o suspensión. Si para esto se utilizan barras inclinadas, se debe prestar especial atención a las condiciones de anclaje (figura A21.OO.6).

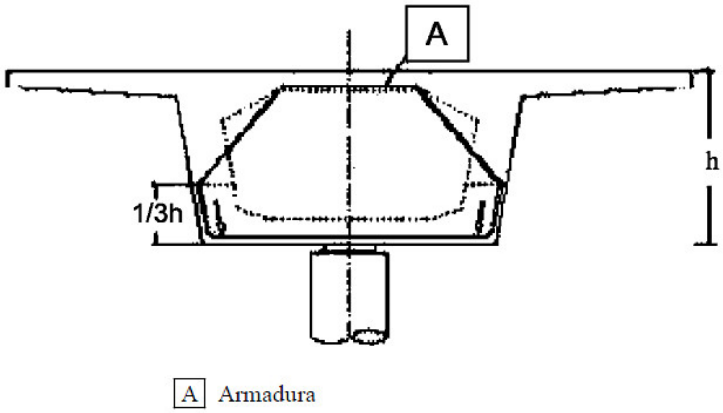


Figura A21.OO.6 Diafragmas con apoyo indirecto. Anclaje de la armadura de suspensión

(103) Si se dispone la armadura de cuelgue o suspensión en forma de cercos, estos se deberán arriostrar a la armadura de la cara superior de la viga cajón (figura A21.OO.7).

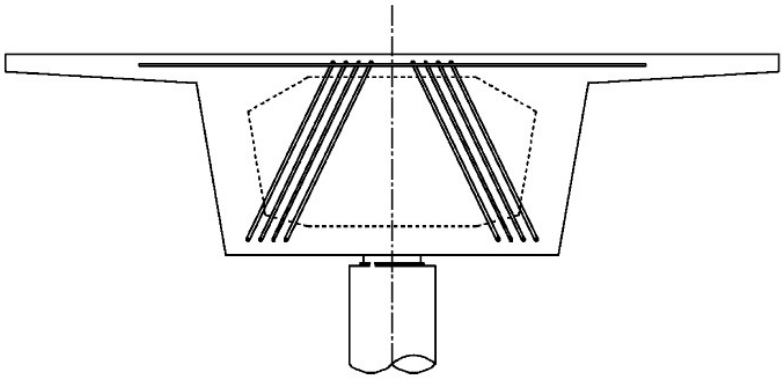


Figura A21.OO.7 Diafragmas con apoyo indirecto. Cercos como armadura de suspensión

(104) En los casos en los que se utilice pretensado, tales como armaduras activas postesas, el proyecto debe definir de forma clara el orden en el que se deben tesar (el tesado del diafragma se llevará a cabo generalmente antes del tesado longitudinal). Debe prestarse especial atención a las pérdidas de pretensado, dada la reducida longitud de las armaduras activas.

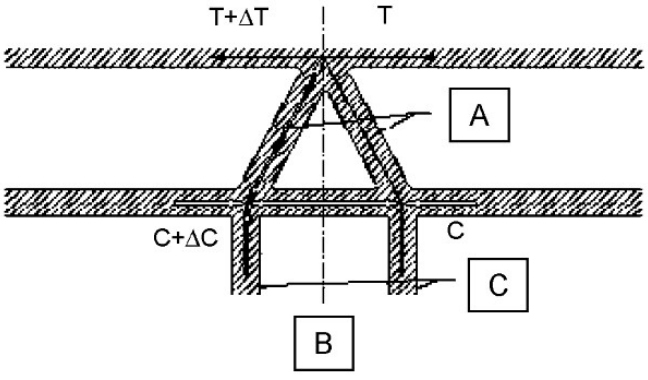
(105) Además de la armadura obtenida a partir de los mecanismos resistentes identificados anteriormente, será necesario disponer la armadura destinada a resistir las cargas concentradas, si fuera necesario, en la zona situada sobre los apoyos.

OO.3 Diafragmas de tableros empotrados en pilas

(101) En los casos donde el tablero se encuentre empotrado a las pilas, la diferencia de momentos en vanos adyacentes a cada lado de la pila se debe transmitir a dicha pila. La transmisión de estos momentos generará esfuerzos adicionales a los que se han identificado en los apartados anteriores.

(102) En el caso de diafragmas triangulares (figura A21.OO.8), la transmisión de la carga vertical y del esfuerzo debido a la diferencia de momentos es directa, siempre que se proporcione la continuidad de las bielas en compresión y el solape (o anclaje) de la armadura de tracción.

(103) En el caso de un diafragma vertical doble, el flujo de esfuerzos desde el tablero hacia las pilas es más complejo. En este caso, será necesario comprobar de forma cuidadosa la continuidad del flujo de compresiones.



A Diafragma
B Sección longitudinal
C Pila

Figura A21.OO.8 Diafragma doble en tablero empotrado a pila: Sistema equivalente de bielas y tirantes

OO.4 Diafragmas de tableros con sección en doble T y apoyos situados bajo las almas

(101) En este caso, los diafragmas están sometidos a esfuerzos generados por la transmisión del cortante en el eje horizontal (figura A21.OO.9) o bien a esfuerzos debidos a la transformación del momento torsor del tablero en un par de esfuerzos, en el caso de que existan dos apoyos (figura A21.OO.10).

(102) De forma general, se puede observar a partir de las figuras A21.OO.9 y A21.OO.10 que el flujo de esfuerzos desde las almas se canaliza directamente hacia los apoyos, sin que aparezcan esfuerzos en la zona central del diafragma. En cambio, los esfuerzos procedentes del ala superior producen esfuerzos sobre el diafragma que tienen que considerarse en el cálculo.

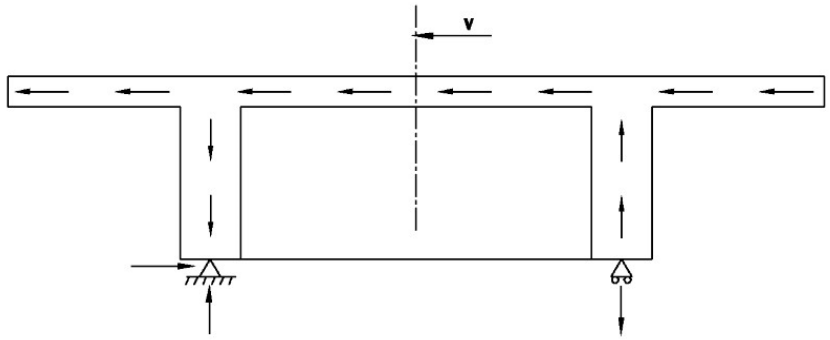


Figura A21.OO.9 Esfuerzo cortante horizontal y reacciones en los apoyos

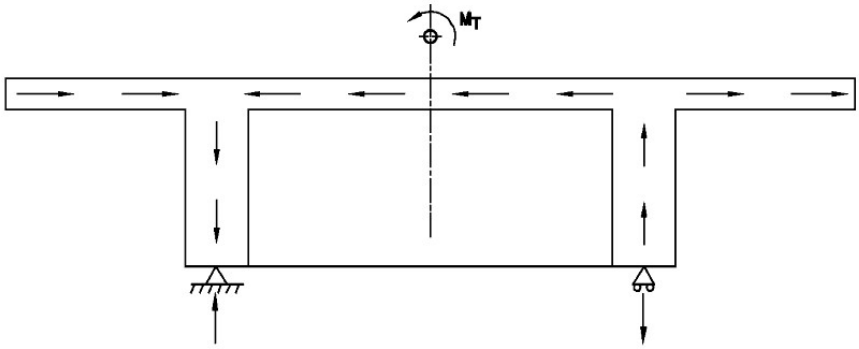


Figura A21.OO.10 Torsión del tablero y reacciones en los apoyos

La figura A21.OO.11 muestra un posible mecanismo resistente que permite dimensionar la armadura necesaria.

En general, si el espesor del diafragma es igual o mayor que la dimensión del área de apoyo en la dirección longitudinal del puente, únicamente será necesario comprobar los nudos de apoyo, de acuerdo con el apartado 6.5 del Anejo 19.

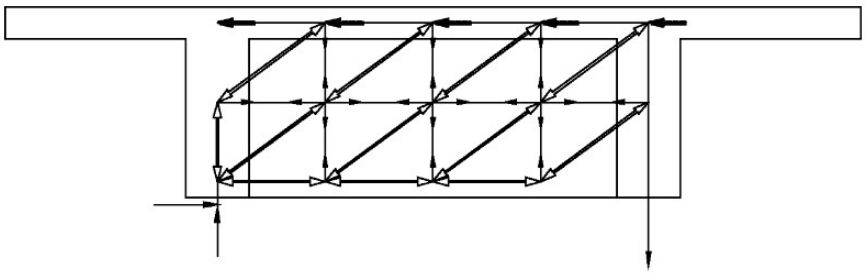
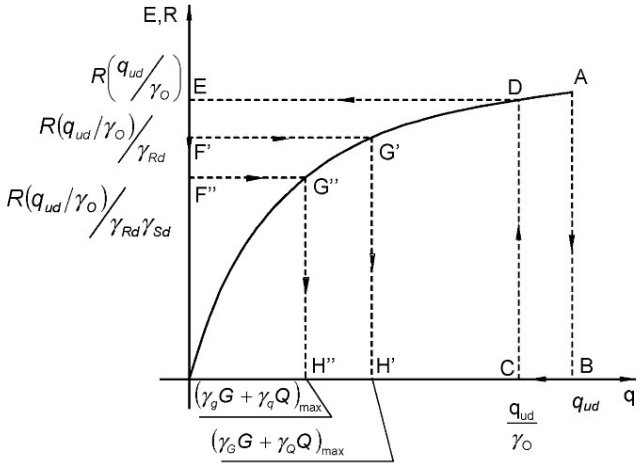


Figura A21.OO.11 Modelo de bielas y tirantes para un diafragma típico de un puente de vigas o puente losa

Apéndice PP Formato de seguridad propuesto para el análisis no lineal

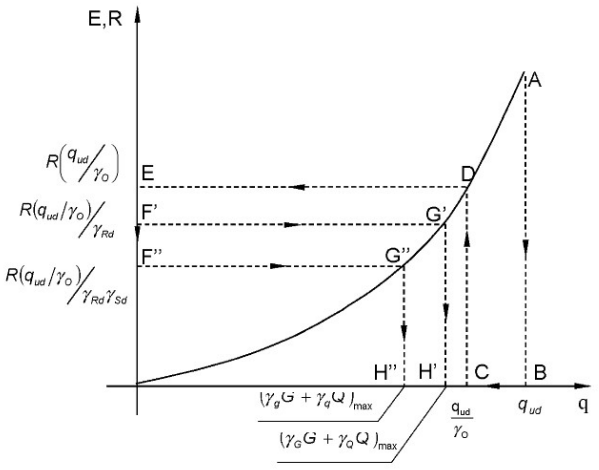
PP.1 Aplicación práctica

(101) En el caso de combinación escalar de esfuerzos, en las figuras A21.PP.1 y A21.PP.2 se muestra de forma esquemática la aplicación en sentido inverso de las inecuaciones 5.102a y 5.102b, para un comportamiento estructural infraproporcional y sobreproporcional, respectivamente.



Punto final en Análisis no Lineal

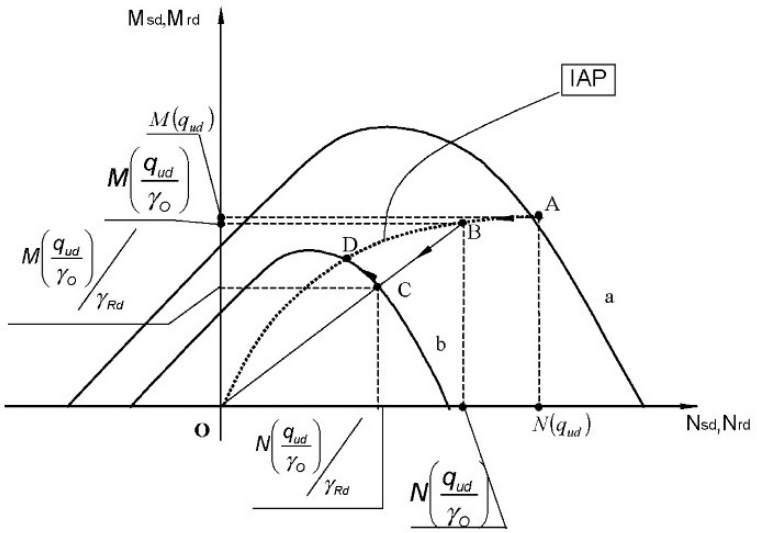
Figura A21.PP.1 Aplicación del formato de seguridad para un comportamiento estructural infraproporcional



A Punto final en Análisis no Lineal

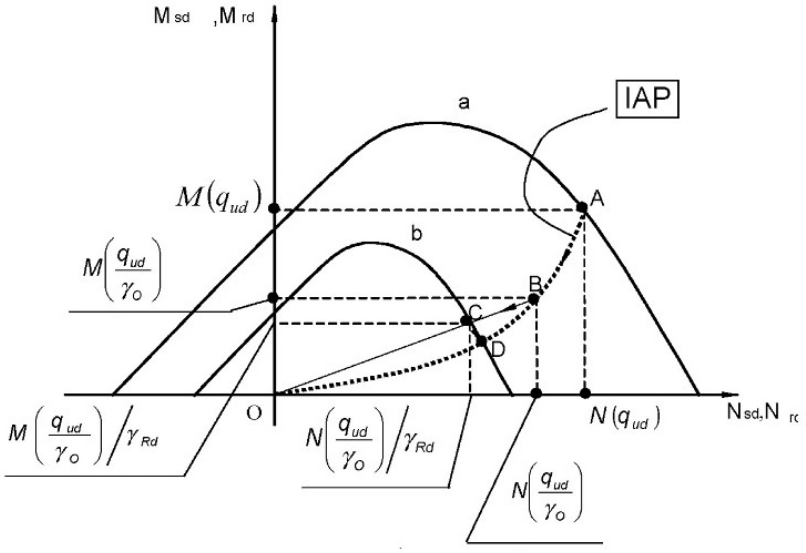
Figura A21.PP.2 Aplicación del formato de seguridad para un comportamiento estructural sobreproporcional

(102) En el caso de combinación vectorial de esfuerzos, en las figuras A21.PP.3 y A21.PP.4 se muestra la aplicación de las inecuaciones 5.102a y 5.102b, para un comportamiento estructural infraproporcional y sobreproporcional, respectivamente. La curva "a" representa la línea de rotura, mientras que la curva "b" se obtiene de forma homotética a la curva "a", aplicando los coeficientes de seguridad γ_{Rd} y γ_o.



A Punto final en Análisis no Lineal
IAP Trayectoria de esfuerzos

Figura A21.PP.3 Aplicación del formato de seguridad para una combinación vectorial (M, N) y un comportamiento infraproporcional



A Punto final en Análisis no Lineal
IAP Trayectoria de esfuerzos

Figura A21.PP.4 Aplicación del formato de seguridad para una combinación vectorial (M, N) y un comportamiento sobreproporcional

En ambas figuras, el punto D representa la intersección entre la trayectoria de los esfuerzos y el dominio de seguridad "b".

Se tendrá que comprobar que el punto de coordenadas:

$M(\gamma_G G + \gamma_Q Q)$ y $N(\gamma_G G + \gamma_Q Q)$

es decir, el punto correspondiente a los esfuerzos (obtenidos como los efectos de las acciones mayoradas), va a permanecer en el interior del dominio de seguridad "b".

Se aplicará un procedimiento equivalente cuando se introduce el coeficiente parcial de seguridad que considera la incertidumbre del modelo γ_{Sd}, pero sustituyendo γ_{Rd} por $\gamma_{Rd} \cdot \gamma_{Sd}$ y γ_G, γ_Q por γ_g, γ_q.

Se aplicará el mismo proceso para la combinación $N/M_x/M_y$ o $n_x/n_y/n_{xy}$.

NOTA: Si se emplea el procedimiento con $\gamma_{Rd} = \gamma_{Sd} = 1$ y $\gamma_{O'} = 1{,}27$ se satisface la comprobación de seguridad si $M_{Ed} \leq M_{Rd}(q_{ud}/\gamma_{O'})$ y $N_{Ed} \leq N_{Rd}(q_{ud}/\gamma_{O'})$.

Apéndice QQ Propuesta para el control de la fisuración por cortante en las almas

Actualmente, la estimación de la fisuración por cortante en las almas presenta una gran incertidumbre en el modelo.

Cuando se considere necesario comprobar la fisuración por cortante, particularmente para elementos pretensados, se puede determinar la armadura necesaria para el control de la fisuración como se indica a continuación:

1. La resistencia a tracción del hormigón en las almas f_{ctb}, dependiendo de la dirección, debe calcularse mediante la siguiente expresión:

$$f_{ctb} = \left(1 - 0{,}8\frac{\sigma_3}{f_{ck}}\right) f_{ctk;0{,}05} \qquad \text{(QQ.101)}$$

donde:

f_{ctb} es la resistencia a tracción del hormigón antes de la fisuración en un estado de tensiones biaxial

σ_3 es la mayor tensión principal de compresión, tomada con valor positivo

$\sigma_3 < 0{,}6 f_{ck}$.

2. Se compara la mayor tensión principal de tracción σ_1 en el alma, con la correspondiente resistencia f_{ctb}, obtenida a partir de la expresión (QQ.101).

Si $\sigma_1 < f_{ctb}$, se debe disponer la armadura mínima en la dirección longitudinal, de acuerdo con el apartado 7.3.2.

Si $\sigma_1 \geq f_{ctb}$, se debe controlar el ancho de fisura de acuerdo con el apartado 7.3.3 o, de forma alternativa, calcular y comprobar de acuerdo con los apartados 7.3.4 y 7.3.1, teniendo en cuenta el ángulo de desviación entre la tensión principal y las direcciones de las armaduras.