

**Anejo 30**

**Proyecto de estructuras mixtas  
hormigón-acero. Reglas generales  
para edificación**

## Contenido

<b>1.</b>	<b>GENERALIDADES.....</b>	<b>1</b>
1.1	ALCANCE.....	1
1.1.1	ALCANCE DE LOS ANEJOS 30 A 32.....	1
1.1.2	ALCANCE DEL ANEJO 30.....	1
1.2	NORMATIVA DE REFERENCIA .....	1
1.3	HIPÓTESIS .....	1
1.3	TÉRMINOS Y DEFINICIONES.....	1
1.3.1	GENERALIDADES .....	1
1.3.2	TÉRMINOS Y DEFINICIONES DE APLICACIÓN EN ESTE ANEJO .....	2
1.3.2.1	ELEMENTO MIXTO.....	2
1.3.2.2	CONEXIÓN A RASANTE .....	2
1.3.2.3	ACCIÓN MIXTA .....	2
1.3.2.4	VIGA MIXTA.....	2
1.3.2.5	PILAR MIXTO.....	2
1.3.2.6	LOSA MIXTA .....	2
1.3.2.7	PÓRTICO MIXTO .....	2
1.3.2.8	UNIÓN MIXTA .....	2
1.3.2.9	ESTRUCTURA O ELEMENTO APEADO.....	2
1.3.2.10	ESTRUCTURA O ELEMENTO NO APEADO .....	2
1.3.2.11	RIGIDEZ A FLEXIÓN NO FISURADA .....	3
1.3.2.12	RIGIDEZ A FLEXIÓN FISURADA .....	3
1.3.2.13	PRETENSADO .....	3
1.4	NOTACIÓN.....	3
<b>2.</b>	<b>BASES DE CÁLCULO.....</b>	<b>14</b>
2.1	REQUISITOS .....	14
2.2	PRINCIPIOS DEL CÁLCULO EN ESTADOS LÍMITE .....	14
2.3	VARIABLES BÁSICAS .....	14
2.3.1	ACCIONES Y CONDICIONES AMBIENTALES .....	14
2.3.2	PROPIEDADES DEL MATERIAL Y PRODUCTO .....	14
2.3.3	CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES .....	14
2.4	COMPROBACIÓN POR EL MÉTODO DEL COEFICIENTE PARCIAL DE SEGURIDAD .....	15
2.4.1	VALORES DE CÁLCULO .....	15
2.4.1.1	VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES .....	15
2.4.1.2	VALORES DE CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DEL MATERIAL O DEL PRODUCTO.....	15
2.4.1.3	VALORES DE CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS GEOMÉTRICOS .....	16
2.4.1.4	RESISTENCIAS DE CÁLCULO.....	16
2.4.2	COMBINACIÓN DE LAS ACCIONES.....	16
2.4.3	COMPROBACIÓN DEL EQUILIBRIO ESTÁTICO (EQU).....	16
<b>3.</b>	<b>MATERIALES.....</b>	<b>17</b>
3.1	HORMIGÓN .....	17

3.2	ACERO PASIVO.....	18
3.3	ACERO ESTRUCTURAL.....	19
3.4	DISPOSITIVOS DE CONEXIÓN.....	20
3.4.1	GENERALIDADES.....	20
3.4.2	PERNOS CONECTADORES.....	20
3.5	CHAPAS DE ACERO NERVADAS PARA LOSAS MIXTAS EN EDIFICACIÓN.....	20
<b>4</b>	<b>DURABILIDAD.....</b>	<b>21</b>
4.1	GENERALIDADES.....	21
4.2	CHAPA NERVADA PARA LOSAS MIXTAS EN EDIFICACIÓN.....	21
<b>5</b>	<b>ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....</b>	<b>22</b>
5.1	MODELIZACIÓN ESTRUCTURAL PARA EL ANÁLISIS.....	22
5.1.1	MODELIZACIÓN ESTRUCTURAL E HIPÓTESIS BÁSICAS.....	22
5.1.2	MODELIZACIÓN DE UNIONES.....	22
5.1.3	INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	22
5.2	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL.....	22
5.3	IMPERFECCIONES.....	24
5.3.1	BASES.....	24
5.3.2	IMPERFECCIONES EN EDIFICACIÓN.....	24
5.3.2.1	GENERALIDADES.....	24
5.3.2.3	Imperfecciones de los elementos.....	25
5.4	CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE LAS ACCIONES.....	25
5.4.1	MÉTODO DEL ANÁLISIS GLOBAL.....	25
5.4.1.1	Generalidades.....	25
5.4.1.2	Ancho eficaz de las alas para el arrastre por cortante.....	26
5.4.2	ANÁLISIS ELÁSTICO LINEAL.....	27
5.4.2.1	Generalidades.....	27
5.4.2.2	Fluencia y retracción.....	28
5.4.2.3	Efectos de la fisuración del hormigón.....	29
5.4.2.4	Fases y proceso constructivo.....	30
5.4.2.5	Efectos térmicos.....	30
5.4.2.6	Pretensado por deformaciones impuestas controladas.....	30
5.4.3	ANÁLISIS GLOBAL NO LINEAL.....	30
5.4.4	ANÁLISIS ELÁSTICO LINEAL CON REDISTRIBUCIÓN LIMITADA EN EDIFICACIÓN.....	30
5.4.5	ANÁLISIS GLOBAL RÍGIDO-PLÁSTICO EN EDIFICACIÓN.....	32
5.5	CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES.....	33
5.5.1	GENERALIDADES.....	33
5.5.2	CLASIFICACIÓN DE SECCIONES MIXTAS SIN REVESTIMIENTO DE HORMIGÓN.....	34
5.5.3	CLASIFICACIÓN DE SECCIONES MIXTAS EMBEBIDAS EN EDIFICACIÓN.....	34
<b>6</b>	<b>ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.....</b>	<b>36</b>
6.1	VIGAS.....	36
6.1.1	VIGAS EN EDIFICACIÓN.....	36
6.1.2	ANCHO EFICAZ PARA LA COMPROBACIÓN DE SECCIONES.....	37
6.2	RESISTENCIAS DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS.....	37

6.2.1	RESISTENCIA A FLEXIÓN .....	37
6.2.1.1	Generalidades .....	37
6.2.1.2	Momento plástico resistente <b><i>Mpl, Rd</i></b> de una sección mixta .....	38
6.2.1.3	Momento resistente plástico de secciones con conexiones parciales a rasante en edificación .....	40
6.2.1.4	Resistencia a flexión no lineal .....	41
6.2.1.5	Resistencia elástica a flexión .....	42
6.2.2	RESISTENCIA A CORTANTE .....	43
6.2.2.1	Alcance .....	43
6.2.2.2	Resistencia plástica a cortante .....	43
6.2.2.3	Resistencia a abolladura por cortante .....	43
6.2.2.4	Flexión y cortante .....	43
6.3	RESISTENCIA DE LAS SECCIONES DE VIGAS PARCIALMENTE EMBEBIDAS EN EDIFICACIÓN .....	44
6.3.1	ALCANCE .....	44
6.3.2	RESISTENCIA A FLEXIÓN .....	44
6.3.3	RESISTENCIA A CORTANTE .....	45
6.3.4	FLEXIÓN Y CORTANTE .....	46
6.4	PANDEO LATERAL POR TORSIÓN EN VIGAS MIXTAS .....	46
6.4.1	GENERALIDADES .....	46
6.4.2	COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL POR TORSIÓN DE VIGAS MIXTAS CONTINUAS CON SECCIONES CLASE 1, 2 Ó 3 EN EDIFICACIÓN .....	47
6.4.3	COMPROBACIÓN SIMPLIFICADA SIN CÁLCULO DIRECTO EN EDIFICACIÓN .....	49
6.5	ESFUERZOS TRANSVERSALES EN ALMAS .....	50
6.5.1	GENERALIDADES .....	50
6.5.2	PANDEO INDUCIDO DEL ALMA POR LAS ALAS .....	50
6.6	CONEXIONES A RASANTE .....	50
6.6.1	GENERALIDADES .....	50
6.6.1.3	Espaciamiento entre conectadores en vigas para edificación .....	53
6.6.2	ESFUERZO RASANTE EN VIGAS EN EDIFICACIÓN .....	53
6.6.2.1	Vigas en las que se utiliza la teoría elástica o no lineal para la resistencia de una o más secciones .....	53
6.6.2.2	Vigas en las que se utiliza la teoría plástica para la resistencia de las secciones .....	54
6.6.3	PERNOS CONECTADORES EN LOSAS MACIZAS Y HORMIGÓN DE REVESTIMIENTO .....	54
6.6.3.1	Resistencia de cálculo .....	54
6.6.3.2	Influencia de la tracción en la resistencia a rasante .....	55
6.6.4	RESISTENCIA DE CÁLCULO DE LOS PERNOS UTILIZADOS CON CHAPAS NERVADAS .....	55
6.6.4.1	Chapas nervadas paralelas a las vigas de apoyo .....	55
6.6.4.2	Chapas nervadas transversales a las vigas de apoyo .....	55
6.6.4.3	Cargas biaxiales en los conectadores .....	57
6.6.5	DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE LA CONEXIÓN A RASANTE E INFLUENCIA DE LA EJECUCIÓN .....	57
6.6.5.1	Resistencia a la separación .....	57
6.6.5.2	Recubrimiento y hormigonado en edificación .....	57
6.6.5.3	Armadura local de la losa .....	58
6.6.5.4	Nervios distintos de los constituidos por chapa nervada .....	58
6.6.5.5	Espaciamiento de los conectadores .....	59
6.6.5.6	<b>Dimensiones del ala de acero</b> .....	59
6.6.5.7	<b>Pernos conectadores</b> .....	59
6.6.5.8	<b>Pernos conectadores en chapas nervadas en edificación</b> .....	60

6.6.6	RASANTE EN LOSAS DE HORMIGÓN .....	60
6.6.6.1	Generalidades .....	60
6.6.6.2	Resistencia a rasante de cálculo.....	60
6.6.6.3	Armadura transversal mínima.....	61
6.6.6.4	Rasante y armadura transversal en vigas de edificación.....	62
6.7	PILARES MIXTOS Y ELEMENTOS MIXTOS COMPRIMIDOS .....	63
6.7.1	GENERALIDADES .....	63
6.7.2	MÉTODO GENERAL DE CÁLCULO .....	65
6.7.3	MÉTODOS SIMPLIFICADOS DE CÁLCULO .....	65
6.7.3.7	Flexión compuesta esviada .....	75
6.7.4	CONEXIONES A RASANTE E INTRODUCCIÓN DE CARGAS.....	75
6.7.4.1	Generalidades .....	75
6.7.4.2	Introducción de las cargas.....	76
6.7.4.3	Rasante exterior al área de introducción de cargas .....	79
6.7.5	REGLAS PARA LA DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE PROYECTO .....	80
6.7.5.1	Recubrimiento del hormigón de perfiles metálicos y armadura .....	80
6.7.5.2	Armadura transversal y longitudinal .....	80
6.8	FATIGA .....	81
6.8.1	GENERALIDADES .....	81
6.8.2	COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD PARA EVALUACIONES DE LA FATIGA EN EDIFICACIÓN .....	81
6.8.3	RESISTENCIA A FATIGA .....	82
6.8.4	Esfuerzos y cargas de fatiga .....	83
6.8.5	TENSIONES .....	83
6.8.6	RANGO DE TENSIONES.....	85
6.8.6.1	Acero estructural y armadura .....	85
6.8.6.2	Conexión a rasante.....	85
6.8.7	EVALUACIÓN DE LA FATIGA BASADA EN LOS RANGOS DE TENSIÓN NOMINAL .....	86
<b>7</b>	<b>ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO .....</b>	<b>88</b>
7.1	GENERALIDADES.....	88
7.2	TENSIONES .....	88
7.2.1	GENERALIDADES .....	88
7.2.2	LIMITACIÓN DE LAS TENSIONES EN EDIFICACIÓN.....	89
7.3	DEFORMACIONES EN EDIFICACIÓN .....	89
7.3.1	FLECHAS.....	89
7.3.2	VIBRACIONES .....	90
7.4	FISURACIÓN DEL HORMIGÓN .....	90
7.4.1	GENERALIDADES .....	90
7.4.2	ARMADURA MÍNIMA.....	91
7.4.3	CONTROL DE LA FISURACIÓN DEBIDA A CARGAS DIRECTAS.....	94
<b>8</b>	<b>UNIONES MIXTAS EN PÓRTICOS DE EDIFICACIÓN.....</b>	<b>96</b>
8.1	ALCANCE.....	96
8.2	ANÁLISIS, MODELIZACIÓN Y CLASIFICACIÓN.....	96
8.2.3	CLASIFICACIÓN DE UNIONES .....	97
8.3	MÉTODOS DE CÁLCULO .....	97

8.3.1	BASES Y ALCANCE .....	97
8.3.2	RESISTENCIA .....	97
8.3.3	RIGIDEZ AL GIRO .....	97
8.3.4	CAPACIDAD DE GIRO .....	98
8.4	RESISTENCIA DE LOS COMPONENTES .....	98
8.4.1	ALCANCE .....	98
8.4.2	COMPONENTES BÁSICOS DE LA UNIÓN .....	98
8.4.3	ALMA DEL PILAR SOMETIDA A COMPRESIÓN TRANSVERSAL .....	99
8.4.4	COMPONENTES DE REFUERZO .....	99
8.4.4.1	Panel de alma del pilar a cortante .....	99
9	LOSAS MIXTAS CON CHAPA NERVADA EN EDIFICACIÓN .....	102
9.1	GENERALIDADES .....	102
9.1.1	ALCANCE .....	102
9.1.2	DEFINICIONES .....	102
9.2	DETALLES CONSTRUCTIVOS DE PROYECTO .....	103
9.2.1	ESPESOR DE LA LOSA Y ARMADURA .....	103
9.2.2	ÁRIDOS .....	104
9.2.3	REQUISITOS DE APOYO .....	104
9.3	ACCIONES Y SOLICITACIONES .....	105
9.3.1	SITUACIONES DE PROYECTO .....	105
9.3.2	ACCIONES SOBRE LA CHAPA DE ACERO NERVADA COMO ENCOFRADO .....	105
9.3.3	ACCIONES SOBRE LA LOSA MIXTA .....	106
9.4	DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS .....	106
9.4.1	CHAPAS DE ACERO NERVADAS ACTUANDO COMO ENCOFRADOS .....	106
9.4.2	ANÁLISIS DE LA LOSA MIXTA .....	106
9.4.3	ANCHO EFICAZ DE UNA LOSA MIXTA PARA CARGAS PUNTUALES CONCENTRADAS Y LINEALES .....	107
9.5	COMPROBACIÓN DE LA CHAPA DE ACERO NERVADA COMO ENCOFRADO EN ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS .....	108
9.6	COMPROBACIÓN DE LA CHAPA DE ACERO NERVADA COMO ENCOFRADO EN ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO .....	109
9.7	COMPROBACIÓN DE LAS LOSAS MIXTAS EN LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS .....	109
9.7.1	CRITERIOS DE PROYECTO .....	109
9.7.2	FLEXIÓN .....	109
9.7.3	ESFUERZO RASANTE EN LOSAS SIN ANCLAJES EN LOS EXTREMOS .....	112
9.7.4	ESFUERZO RASANTE EN LOSAS CON ANCLAJES EN LOS EXTREMOS .....	113
9.7.5	CORTANTE .....	114
9.7.6	PUNZONAMIENTO .....	114
9.8	COMPROBACIÓN DE LAS LOSAS MIXTAS EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO .....	114
9.8.1	CONTROL DE LA FISURACIÓN DEL HORMIGÓN .....	114
9.8.2	FLECHAS .....	115
<b>APÉNDICE A. RECOMENDACIONES PARA DETERMINAR LA RIGIDEZ DE LOS COMPONENTES DE LA UNIÓN EN EDIFICACIÓN .....</b>		<b>117</b>
A.1	ALCANCE .....	117
A.2	COEFICIENTES DE RIGIDEZ .....	117
A.3	DEFORMACIÓN DE LA CONEXIÓN A RASANTE .....	120

<b>APÉNDICE B. ENSAYOS NORMALIZADOS RECOMENDADOS .....</b>	<b>122</b>
B.1 GENERALIDADES .....	122
B.2 ENSAYOS DE LOS CONECTADORES .....	122
B.3 ENSAYOS DE LAS LOSAS DE FORJADOS MIXTOS.....	126
<b>APÉNDICE C MÉTODOS RECOMENDADOS PARA ESTIMAR LA RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN EN ESTRUCTURAS MIXTAS EN EDIFICACIÓN .....</b>	<b>132</b>

## 1. Generalidades

### 1.1 Alcance

#### 1.1.1 Alcance de los Anejos 30 a 32

(1) Los Anejos 30 a 32 son aplicables al proyecto de las estructuras mixtas y sus elementos mixtos en trabajos de edificación e ingeniería civil. Son conformes con los principios y requisitos relativos a la seguridad y la aptitud al servicio de las estructuras, establecidos en el Capítulo 3 del Código Estructural, así como en las bases de su cálculo y las comprobaciones dadas en el Anejo 18.

(2) Los Anejos 30 a 32 se ocupan únicamente de los requisitos de resistencia, aptitud al servicio, durabilidad y resistencia al fuego de estructuras mixtas. Otros requisitos, como aislamiento térmico o acústico no se contemplan.

(3) Los Anejos 30 a 32 están previstos ser utilizados conjuntamente con el resto de este Código Estructural:

#### 1.1.2 Alcance del Anejo 30

(1) Este anejo proporciona unas bases generales para los proyectos de estructuras mixtas junto con las reglas específicas para edificación.

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

Apartado 1: Generalidades

Apartado 2: Bases de cálculo

Apartado 3: Materiales

Apartado 4: Durabilidad

Apartado 5: Análisis estructural

Apartado 6: Estados límite últimos

Apartado 7: Estados límite de servicio

Apartado 8: Uniones mixtas en pórticos en edificación

Apartado 9: Losas mixtas con chapa nervada en edificación

### 1.2 Normativa de referencia

Las normas citadas en este Anejo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 del Código Estructural.

### 1.3 Hipótesis

(1) Además de las hipótesis generales del Anejo 18, se aplicarán las siguientes:

- Aquellas dadas en el apartado 1.3 de los Anejos 19 y 22.

### 1.3 Términos y definiciones

#### 1.3.1 Generalidades

(1) Los términos y definiciones dados en el apartado 1.5 de los Anejos 18, 19 y 22 son de aplicación.

### **1.3.2 Términos y definiciones de aplicación en este Anejo**

#### **1.3.2.1 Elemento mixto**

Elemento estructural con componentes de hormigón y de acero estructural o conformado en frío, unidos por conectadores para limitar el desplazamiento longitudinal entre hormigón y acero y la separación de un componente de otro

#### **1.5.2.2 Conexión a rasante**

Interconexión entre componentes de hormigón y acero de un elemento mixto que tenga la suficiente resistencia y rigidez para que los dos componentes puedan calcularse como partes de un único elemento estructural

#### **1.3.2.3 Acción mixta**

Comportamiento que aparece después de que la conexión se haga efectiva debido al endurecimiento del hormigón

#### **1.3.2.4 Viga mixta**

Elemento mixto sometido principalmente a flexión

#### **1.3.2.5 Pilar mixto**

Elemento mixto sometido principalmente a compresión o a flexión compuesta

#### **1.5.2.6 Losa mixta**

Losa en la que se utilizan inicialmente las chapas de acero perfilado como encofrado perdido y en adelante, combinadas estructuralmente con el hormigón endurecido, actúan como armadura traccionada en el forjado terminado.

#### **1.3.2.7 Pórtico mixto**

Estructura en entramado en la que alguno o todos los elementos son perfiles mixtos y la mayoría del resto son de acero estructural

#### **1.3.2.8 Unión mixta**

Unión entre un elemento mixto y otro elemento mixto, de acero u hormigón armado, en el que se tiene en cuenta el armado en el cálculo de la resistencia y la rigidez de la unión

#### **1.3.2.9 Estructura o elemento apeado**

Estructura o elemento en el que el peso de los elementos de hormigón se aplica a los elementos de acero, que están apoyados a lo largo de la luz, o que se soporta independientemente hasta que los elementos de hormigón son capaces de resistir esfuerzos

#### **1.3.2.10 Estructura o elemento no apeado**

Estructura o elemento en el que el peso de los elementos de hormigón se aplica sobre los elementos de acero sin que estos estén apoyados a lo largo del vano

### 1.3.2.11 Rigidez a flexión no fisurada

Rigidez  $E_a I_1$  de una sección de un elemento mixto donde  $I_1$  es la inercia del área de la sección eficaz equivalente de acero calculada bajo la hipótesis de que el hormigón traccionado no está fisurado

### 1.3.2.12 Rigidez a flexión fisurada

Rigidez  $E_a I_2$  de una sección de un elemento mixto donde  $I_2$  es la inercia del área de la sección eficaz equivalente de acero despreciando el hormigón traccionado pero incluyendo la armadura

### 1.3.2.13 Pretensado

El proceso de aplicar un esfuerzo de compresión a la parte de hormigón de un elemento mixto, producido mediante tendones o por deformaciones impuestas

## 1.4 Notación

Para este Anejo se aplicarán los siguientes símbolos:

### *Letras latinas mayúsculas*

$A$	Área de la sección mixta eficaz despreciando el hormigón traccionado
$A_a$	Área de la sección de acero estructural
$A_b$	Área de la armadura pasiva transversal inferior
$A_{bh}$	Área de la armadura transversal inferior en un nervio
$A_c$	Área de la sección de hormigón
$A_{ct}$	Área de la zona traccionada del hormigón
$A_{fc}$	Área del ala comprimida
$A_p$	Área de la chapa de acero perfilado
$A_{pe}$	Área eficaz de la sección de la chapa de acero perfilado
$A_s$	Área de armadura pasiva
$A_{sf}$	Área de armadura transversal
$A_{s,r}$	Área de armadura en la fila r
$A_t$	Área de armadura transversal superior
$A_v$	Área de cortante de una sección de acero estructural
$A_l$	Área cargada bajo la cartela
$E_a$	Módulo de elasticidad del acero estructural
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidad efectivo del hormigón
$E_{cm}$	Módulo de elasticidad secante del hormigón
$E_s$	Valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura pasiva

---

$(EI)_{eff}$	Rigidez a flexión efectiva para el cálculo de la esbeltez relativa
$(EI)_{eff,II}$	Rigidez a flexión efectiva para su uso en el análisis de segundo orden
$(EI)_2$	Rigidez a flexión fisurada para el ancho unitario de la losa de hormigón o mixta
$F_{c,wc,c,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a compresión transversal del revestimiento de hormigón del alma de una columna
$F_l$	Esfuerzo longitudinal de cálculo por perno
$F_t$	Esfuerzo transversal de cálculo por perno
$F_{ten}$	Esfuerzo de tracción de cálculo por perno
$G_a$	Módulo de rigidez transversal del acero estructural
$G_c$	Módulo de rigidez transversal del hormigón
$I$	Inercia de la sección mixta efectiva despreciando el hormigón traccionado
$I_a$	Inercia de la sección de acero estructural
$I_{at}$	Módulo de torsión de Saint Venant de la sección de acero estructural
$I_c$	Inercia de la sección de hormigón no fisurado
$I_{ct}$	Módulo de torsión de Saint Venant de un revestido de hormigón no fisurado
$I_s$	Inercia de la armadura pasiva
$I_1$	Inercia de la sección efectiva homogeneizada de acero suponiendo que el hormigón traccionado no está fisurado
$I_2$	Inercia de la sección efectiva homogeneizada de acero despreciando el hormigón traccionado pero incluyendo la armadura
$K_e, K_{e,II}$	Coefficientes de corrección para utilizar en el cálculo de pilares mixtos
$K_{SC}$	Tensión relativa a la conexión
$K_\beta$	Parámetro
$K_0$	Coefficiente de calibración a utilizar en el cálculo de pilares mixtos
$L$	Longitud; luz; luz efectiva
$L_e$	Luz equivalente
$L_i$	Luz
$L_0$	Longitud del voladizo
$L_p$	Distancia del centro de una carga puntual al apoyo más cercano
$L_s$	Luz de cortante
$L_x$	Distancia de una sección al apoyo más cercano
$M$	Momento flector

---

$M_a$	Contribución de la sección de acero estructural al momento plástico resistente de cálculo de la sección mixta
$M_{a,Ed}$	Momento flector de cálculo aplicado a la sección de acero estructural
$M_{b,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente a pandeo de una viga mixta
$M_{c,Ed}$	Parte del momento flector de cálculo que actúa sobre la sección mixta
$M_{cr}$	Momento elástico crítico para el pandeo lateral de una viga mixta
$M_{Ed}$	Momento flector de cálculo
$M_{Ed,i}$	Momento flector de cálculo aplicado a una junta mixta $i$
$M_{Ed,max,f}$	Momento flector máximo o esfuerzo debido a cargas de fatiga
$M_{Ed,min,f}$	Momento flector mínimo debido a cargas de fatiga
$M_{el,Rd}$	Valor de cálculo del momento elástico resistente de la sección mixta
$M_{max,Rd}$	Valor máximo de cálculo del momento resistente en presencia de una fuerza de compresión simple
$M_{perm}$	Momento flector pésimo para la combinación característica
$M_{pa}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico de la sección efectiva de la chapa de acero perfilado
$M_{perm}$	Momento flector más adverso a la combinación característica
$M_{pl,a,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico de la sección de acero estructural
$M_{pl,N,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico de la sección mixta teniendo en cuenta la fuerza de compresión simple
$M_{pl,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico de la sección mixta con conexión total
$M_{pl,y,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico en el eje $y - y$ de la sección mixta con conexión total
$M_{pl,z,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico en el eje $z - z$ de la sección mixta con conexión total
$M_{pr}$	Resistencia a momento plástico reducida de la chapa de acero perfilado
$M_{Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente de una sección mixta o junta
$M_{Rk}$	Valor característico del momento resistente de la sección o junta
$M_{y,Ed}$	Momento flector de cálculo aplicado a la sección mixta en el eje $y - y$
$M_{z,Ed}$	Momento flector de cálculo aplicado a la sección mixta en el eje $z - z$
$N$	Fuerza de compresión normal; número de ciclos de carga-descarga; número de conectadores

---

$N_a$	Valor de cálculo de la fuerza normal en la sección de acero estructural de una viga mixta
$N_c$	Valor de cálculo de la fuerza de compresión normal en el ala de hormigón
$N_{c,f}$	Valor de cálculo de la fuerza de compresión normal en el ala de hormigón con conexión total a rasante
$N_{c,el}$	Fuerza de compresión normal en el ala de hormigón correspondiente a $M_{el,Rd}$
$N_{cr,eff}$	Carga crítica elástica de un pilar mixto correspondiente a la rigidez efectiva a flexión
$N_{cr}$	Fuerza normal crítica elástica
$N_{cl}$	Fuerza normal crítica elástica
$N_{Ed}$	Valor de cálculo de la fuerza de compresión normal calculada para la introducción de una carga
$N_{G,Ed}$	Valor de cálculo de la parte permanente de la fuerza de compresión normal
$N_p$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de una chapa de acero perfilado a una fuerza normal
$N_{pl,a}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección de acero estructural a la fuerza normal
$N_{pl,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección mixta a la fuerza de compresión normal
$N_{pl,Rk}$	Valor característico de la resistencia plástica de la sección mixta a la fuerza de compresión normal
$N_{pm,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia del hormigón a la fuerza de compresión normal
$N_R$	Número de ciclos carga-descarga
$N_s$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la armadura de acero a la fuerza normal
$N_{sd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la armadura de acero a la fuerza normal de tracción
$P_{l,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conector aislado correspondiente a $F_t$
$P_{pb,Rd}$	Valor de cálculo de la capacidad de carga a cortante de un conector
$P_{Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conector aislado
$P_{Rk}$	Valor característico de la resistencia a cortante de un conector aislado
$P_{t,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conector aislado correspondiente a $F_t$

$R_{Ed}$	Valor de cálculo de la reacción de un apoyo
$S_j$	Rigidez al giro de una junta
$S_{j,ini}$	Rigidez al giro inicial de una junta
$V_{a,Ed}$	Valor de cálculo de la fuerza cortante que actúa sobre la sección de acero estructural
$V_{b,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a la abolladura por cortante de un alma de acero
$V_{c,Ed}$	Valor de cálculo del esfuerzo cortante que actúa sobre el revestimiento de hormigón armado del alma
$V_{Ed}$	Valor de cálculo del esfuerzo cortante que actúa sobre la sección mixta
$V_{ld}$	Valor de cálculo de resistencia del anclaje en un extremo
$V_{l,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante
$V_{pl,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección mixta a cortante vertical
$V_{pl,a,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección de acero estructural a cortante vertical
$V_{p,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia de la losa mixta a punzonamiento
$V_{Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia de la sección mixta a cortante vertical
$V_t$	Reacción en el apoyo
$V_{v,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia de una losa mixta a cortante vertical
$V_{wp,c,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante del revestimiento de hormigón a un panel alma columna
$W_t$	Carga medida de fallo

*Letras latinas minúsculas*

$a$	Espaciamiento entre vigas paralelas; diámetro o ancho; distancia
$b$	Ancho del ala de la sección de acero; ancho de la losa
$b_b$	Ancho del fondo del nervio de hormigón
$b_c$	Ancho del revestimiento de la sección de acero
$b_{eff}$	Ancho total eficaz
$b_{eff,1}$	Ancho eficaz en el centro de un vano apoyado a ambos extremos
$b_{eff,2}$	Ancho eficaz en el apoyo interior
$b_{eff,c,wc}$	Ancho eficaz del alma de la columna comprimida
$b_{ei}$	Ancho del ala de hormigón a cada lado de su alma
$b_{em}$	Ancho eficaz de la losa de hormigón

$b_f$	Ancho del ala de la sección de acero
$b_i$	Ancho geométrico del ala de hormigón a cada lado del alma
$b_m$	Ancho de la losa de hormigón sobre la que se distribuye la carga
$b_p$	Longitud de la carga lineal concentrada
$b_r$	Ancho del corrugado de la chapa de acero perfilado
$b_s$	Distancia entre centros de corrugas de la chapa de acero perfilado
$b_0$	Distancia entre centros de conectores exteriores media del ancho del nervio de hormigón (mínimo ancho para chapas nervadas cuya fibra inferior forma un ángulo obtuso con el nervio); ancho del nervio
$c$	Ancho del lado exterior del ala de acero; perímetro efectivo de las barras de armadura
$c_y, c_z$	Espesor del recubrimiento de hormigón
$d$	Canto del alma de la sección de acero estructural; diámetro del vástago de un perno conector; diámetro total de una sección circular hueca de acero; diámetro mínimo transversal de un pilar
$d_{ao}$	Diámetro del anillo de soldadura de un perno conector
$d_p$	Distancia entre el centro de gravedad de una chapa de acero perfilado y la fibra extrema de la losa mixta comprimida
$d_s$	Distancia entre la armadura de acero traccionada a la fibra extrema de la losa mixta comprimida; distancia entre la armadura longitudinal traccionada y el centro de gravedad de la sección de la viga de acero
$e$	Excentricidad de la carga; distancia entre el centro de gravedad de la chapa de acero perfilado y la fibra extremad de la losa mixta traccionada
$e_D$	Distancia al extremo
$e_g$	Hueco entre la armadura y la chapa en un extremo en una columna mixta
$e_p$	Distancia de la fibra neutra plástica de la chapa de acero perfilado a la fibra extrema de la losa mixta traccionada
$e_s$	Distancia de la armadura traccionada a la fibra extrema de la losa mixta traccionada
$f$	Frecuencia natural
$f_{cd}$	Valor de cálculo de la resistencia a compresión en probeta cilíndrica del hormigón
$f_{ck}$	Valor característico de la resistencia a compresión en probeta cilíndrica del hormigón a 28 días
$f_{cm}$	Valor medio de la resistencia a compresión en probeta cilíndrica medida del hormigón
$f_{ct,eff}$	Valor medio de la resistencia a tracción efectiva del hormigón
$f_{ct,0}$	Resistencia de referencia del hormigón traccionado

$f_{1ctm}$	Valor medio de la resistencia a tracción del hormigón ligero
$f_{sd}$	Valor de cálculo del límite elástico de la armadura pasiva
$f_{sk}$	Valor característico del límite elástico de la armadura pasiva
$f_u$	Resistencia a tracción última específica
$f_{ut}$	Resistencia a tracción última real en una muestra de ensayo
$f_y$	Valor nominal del límite elástico del acero estructural
$f_{yd}$	Valor de cálculo del límite elástico del acero estructural
$f_{yp,d}$	Valor de cálculo del límite elástico de la chapa de acero perfilado
$f_{ypm}$	Valor medio del límite elástico medido de la chapa de acero perfilado
$f_1, f_2$	Coefficientes de reducción para los momentos flectores en los apoyos
$h$	Canto total; espesor
$h_a$	Canto de la sección de acero estructural
$h_c$	Canto del hormigón de revestimiento de una sección de acero; espesor del ala de hormigón; espesor del hormigón sobre la superficie plana principal superior de los nervios de la chapa nervada
$h_f$	Espesor del hormigón de las alas; espesor del acabado
$h_n$	Posición de la fibra neutra
$h_p$	Canto total de la chapa de acero perfilado excluyendo los relieves
$h_s$	Espesor entre los centros de las alas de la sección de acero estructural; distancia entre la armadura pasiva traccionada y el centro de la compresión
$h_{sc}$	Altura nominal de un perno conectador
$h_t$	Espesor total de la muestra del ensayo
$k$	Coefficiente de amplificación para efectos de segundo orden, coeficiente; coeficiente empírico para la resistencia a cortante de cálculo
$k_c$	Coefficiente
$k_i$	Coefficiente de rigidez
$k_{i,c}$	Incremento del coeficiente de rigidez $k_i$ debido al revestimiento de hormigón
$k_l$	Coefficiente reductor para la resistencia de los pernos utilizados en chapas de acero perfilado paralelas a la viga
$k_s$	Rigidez al giro; coeficiente
$k_{sc}$	Rigidez del conectador
$k_{slip}$	Coefficiente de reducción de la rigidez debido a la deformación de la conexión a rasante
$k_{s,r}$	Coefficiente de rigidez de una fila $r$ de armadura longitudinal traccionada

$k_t$	Coeficiente de reducción de la resistencia de pernos utilizados en chapas de acero perfilado transversales a la viga
$k_{wc,c}$	Coeficiente para el efecto de tensión de compresión longitudinal en la resistencia transversal del alma de una columna
$k_\phi$	Parámetro
$k_1$	Rigidez a flexión del hormigón no fisurado o de la losa mixta
$k_2$	Rigidez a flexión del alma
$l$	Longitud de la viga en flexión negativa adyacente a la unión; longitud de la losa en ensayos de compresión simple
$l_{bc}, l_{bs}$	Longitudes de apoyo
$l_0$	Longitud de introducción de la carga
$m$	Pendiente de la curva de resistencia a fatiga; coeficiente empírico para la resistencia a cortante de cálculo
$n$	Relación de módulos; número de conectadores
$n_f$	Número de conectadores de conexión total a rasante
$n_L$	Relación de módulos dependiente del tipo de carga
$n_r$	Número de conectadores en una costilla o nervio
$n_0$	Módulo de homogeneización para cargas a edad temprana
$r$	Relación entre momentos últimos
$s$	Espaciamiento longitudinal entre centros de conectadores; desplazamiento
$s_t$	Espaciamiento entre centros de conectadores
$t$	Edad; espesor
$t_e$	Espesor de una chapa en el extremo
$t_{eff,c}$	Longitud efectiva del hormigón
$t_0$	Edad de carga
$v_{Ed}$	Tensión de rasante de cálculo
$w_k$	Valor de cálculo del ancho de fisura
$x_{pl}$	Distancia entre la fibra neutra y la fibra extrema de la losa de hormigón comprimida
$y$	Eje de la sección paralelo a las alas
$z$	Eje de la sección perpendicular a las alas; brazo mecánico
$z_0$	Distancia vertical

*Letras mayúsculas griegas*

$\Delta\sigma$	Rango de tensiones
$\Delta\sigma_c$	Valor de referencia para la resistencia por fatiga en 2 millones de ciclos
$\Delta\sigma_E$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante
$\Delta\sigma_{E,glob}$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante debido a efectos globales
$\Delta\sigma_{E,loc}$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante debido a efectos locales
$\Delta\sigma_{E,2}$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante para 2 millones de ciclos
$\Delta\sigma_s$	Aumento del rango de tensiones de amplitud constante equivalente debido a la rigidez a tracción del hormigón
$\Delta\sigma_{s,equ}$	Aumento de la tensión de la armadura debido a la rigidez a tracción del hormigón
$\Delta\tau$	Rango de tensiones tangenciales por cargas de fatiga
$\Delta\tau_c$	Valor de referencia de la resistencia a fatiga en 2 millones de ciclos
$\Delta\tau_E$	Rango de tensiones tangenciales de amplitud constante equivalente
$\Delta\tau_{E,2}$	Rango de tensiones tangenciales de amplitud constante equivalente relacionado a 2 millones de ciclos
$\Delta\tau_R$	Resistencia a fatiga por tensiones tangenciales
$\psi$	Coeficiente

*Letras minúsculas griegas*

$\alpha$	Coeficiente, parámetro
$\alpha_{cr}$	Es el coeficiente por el que tendría que multiplicarse el valor de cálculo de las cargas para provocar inestabilidad elástica
$\alpha_M$	Coeficiente correspondiente a la flexión de un pilar mixto
$\alpha_{M,y}, \alpha_{M,z}$	Coeficiente correspondiente a la flexión de un pilar mixto alrededor del eje $y - y$ y del eje $z - z$ respectivamente
$\alpha_{st}$	Relación
$\beta$	Coeficiente; parámetro de transformación
$\beta_c, \beta_i$	Parámetros
$\gamma_C$	Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón
$\gamma_F$	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones, considerando también las incertidumbres del modelo y variaciones dimensionales
$\gamma_{Ff}$	Coeficiente parcial de seguridad para la del rango de tensiones equivalentes de amplitud constante
$\gamma_M$	Coeficiente parcial de seguridad para las propiedades del material, considerando también con las incertidumbres del modelo y las variaciones de dimensiones

---

$\gamma_{M0}$	Coeficiente parcial de seguridad para el acero estructural aplicado a la resistencia de los elementos a la evaluación de la estabilidad por comprobación de los elementos, véase EN 1993-1-1, 6.1 (1)
$\gamma_{M1}$	Coeficiente parcial de seguridad para la fatiga
$\gamma_{Mf}$	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a fatiga
$\gamma_{Mf,s}$	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a fatiga de pernos sometidos a cortante
$\gamma_P$	Coeficiente parcial de seguridad para el pretensado
$\gamma_S$	Coeficiente parcial de seguridad para el acero pasivo
$\gamma_V$	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a cortante de los pernos
$\gamma_{VS}$	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a cortante de la losa mixta
$\delta$	Coeficiente; coeficiente de contribución del acero; flecha central
$\delta_{max}$	Flecha descendente vertical
$\delta_s$	Flecha de la chapa de acero bajo su propio peso más el peso del hormigón fresco
$\delta_{s,max}$	Valor límite de $\delta_s$
$\delta_u$	Máximo deslizamiento medido en un ensayo a nivel de carga característica
$\delta_{uk}$	Valor característico de la capacidad de deslizamiento
$\varepsilon$	$\sqrt{235/f_y}$ , donde $f_y$ está en $N/mm^2$
$\eta$	Grado de conexión a rasante; coeficiente
$\eta_a, \eta_{ao}$	Coeficientes relacionados con el confinamiento del hormigón
$\eta_c, \eta_{co}, \eta_{cL}$	Coeficientes relacionados con el confinamiento del hormigón
$\theta$	Ángulo
$\lambda, \lambda_V$	Coeficientes de daño equivalente
$\bar{\lambda}$	Esbeltez relativa
$\bar{\lambda}_{LT}$	Esbeltez relativa por pandeo lateral
$\mu$	Coeficiente de rozamiento; coeficiente nominal
$\mu_d$	Coeficiente relacionado con el cálculo a flexo-compresión
$\mu_{dy}, \mu_{dz}$	Coeficiente $\mu_d$ relacionado con la flexión en plano
$\nu$	Coeficiente de reducción para tener en cuenta el efecto de la compresión en la resistencia a cortante; parámetro relacionado con la deformación de la conexión a rasante
$\nu_a$	Módulo de Poisson para acero estructural
$\xi$	Parámetro relacionado con la deformación de la conexión a rasante
$\rho$	Parámetro relacionado con la resistencia a flexión de cálculo reducida contando con la fuerza vertical

$\rho_s$	Parámetro; relación de refuerzos
$\sigma_{com,c,Ed}$	Tensión de compresión longitudinal en el revestimiento debido a la fuerza normal de cálculo
$\sigma_{c,Rd}$	Resistencia local de cálculo del hormigón
$\sigma_{ct}$	Tensión de tracción en las fibras extremas del hormigón
$\sigma_{max,f}$	Tensión máxima debida a cargas de fatiga
$\sigma_{min,f}$	Tensión mínima debida a cargas de fatiga
$\sigma_{s,max,f}$	Tensión máxima en la armadura debida a momentos flectores $M_{Ed,max,f}$
$\sigma_{s,min,f}$	Tensión mínima en la armadura debida a momentos flectores $M_{Ed,min,f}$
$\sigma_s$	Tensión en la armadura traccionada
$\sigma_{s,max,f}$	Tensión en la armadura debida a momentos flectores $M_{max}$
$\sigma_{s,min,f}$	Tensión en la armadura debida a momentos flectores $M_{max}$ , despreciando el hormigón traccionado
$\sigma_{s,0}$	Tensión en la armadura traccionada despreciando la rigidez a tracción del hormigón
$\tau_{Rd}$	Resistencia a cortante de cálculo
$\tau_u$	Valor de la resistencia rasante de una losa mixta determinada mediante ensayos
$\tau_{u,Rd}$	Valor de cálculo para la resistencia a rasante de una losa mixta
$\tau_{u,Rk}$	Valor característico de la resistencia a rasante de una losa mixta
$\phi$	Diámetro (tamaño) de una barra de acero para armar; coeficiente de impacto de daño equivalente
$\phi^*$	Diámetro (tamaño) de una barra de acero para armar
$\varphi_t$	Coeficiente de fluencia
$\varphi(t, t_0)$	Coeficiente de fluencia; fluencia definida entre los tiempos $t$ y $t_0$ , relacionada con la deformación elástica a los 28 días
$\chi$	Coeficiente de reducción para pandeo por flexión
$\chi_{LT}$	Coeficiente de reducción para pandeo lateral
$\psi_L$	Coeficiente de envejecimiento

## **2 Bases de cálculo**

### **2.1 Requisitos**

- (1) El cálculo de estructuras mixtas deberá ser acorde con las reglas generales establecidas en el Anejo 18.
- (2) Las disposiciones suplementarias para estructuras mixtas establecidas en esta sección serán también de aplicación.
- (3) Se considerará que la estructura mixta cumple los requisitos básicos del Artículo 5 del Código Estructural cuando se aplique todo lo siguiente:
  - los estados límite de cálculo considerando los coeficientes parciales de seguridad, de acuerdo con el Anejo 18,
  - las acciones de acuerdo con la reglamentación específica vigente,
  - la combinación de acciones de acuerdo con el Anejo 18 y
  - las resistencias, durabilidad y servicio de acuerdo con este Anejo.

### **2.2 Principios del cálculo en estados límite**

- (1) En estructuras mixtas, deberá tenerse en cuenta la secuencia del proceso constructivo.

### **2.3 Variables básicas**

#### **2.3.1 Acciones y condiciones ambientales**

- (1) Las acciones a aplicar en el cálculo se obtendrán de la reglamentación específica vigente.
- (2) En la comprobación de chapas de acero como encofrados, deberá tenerse en cuenta el efecto de la deformación del encofrado (aumentando el canto del hormigón debido a la flecha de la chapa).

#### **2.3.2 Propiedades del material y producto**

- (1) Salvo que se establezcan otras disposiciones en los Anejos 30 a 32, las acciones producidas por un comportamiento del hormigón variable en el tiempo deberán obtenerse del Anejo 19.

#### **2.3.3 Clasificación de las acciones**

- (1) Los efectos de retracción y fluencia del hormigón y los cambios no uniformes de temperatura dan lugar a esfuerzos en la sección y a curvaturas y tensiones normales en los perfiles; los efectos que aparecen en estructuras isostáticas e hiperestáticas cuando no se considera la compatibilidad de deformaciones deberán clasificarse como efectos primarios.

(2) En estructuras hiperestáticas, los efectos primarios de retracción, fluencia y temperatura están asociados a sollicitaciones adicionales, tales que los efectos totales sean compatibles; éstos deberán clasificarse como efectos secundarios y como acciones indirectas.

## **2.4 Comprobación por el método del coeficiente parcial de seguridad**

### **2.4.1 Valores de cálculo**

#### **2.4.1.1 Valores de cálculo de las acciones**

(1) Para el pretensado por deformaciones impuestas controladas, por ejemplo mediante gatos en los apoyos, el coeficiente de seguridad  $\gamma_P = 1,0$  deberá especificarse para los estados límite últimos, considerando los efectos favorables y desfavorables.

#### **2.4.1.2 Valores de cálculo de las propiedades del material o del producto**

(1) Salvo que se requiera una estimación de resistencia mayor, los coeficientes parciales de seguridad deberán aplicarse a las resistencias características o nominales.

(2) Para el hormigón deberá aplicarse el coeficiente de seguridad  $\gamma_C$ . El cálculo de la resistencia a compresión vendrá dado por:

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_C \quad (2.1)$$

donde el valor característico  $f_{ck}$  deberá obtenerse de acuerdo con el apartado 3.1 del Anejo 19 para hormigón convencional y con el apartado 11.3 del Anejo 19 para hormigón ligero.

NOTA: El valor para  $\gamma_C$  es el aplicado en el Anejo 19.

(3) Para el acero pasivo, el coeficiente de seguridad a aplicar será  $\gamma_S$ .

NOTA: El valor de  $\gamma_S$  será el aplicado en el Anejo 19.

(4) Para el acero estructural, chapas de acero y dispositivos de conexión de acero, deberá aplicarse el coeficiente de seguridad  $\gamma_M$ . Salvo que se establezca lo contrario, el coeficiente de seguridad para acero estructural será  $\gamma_{M0}$ .

NOTA: Los valores de  $\gamma_M$  se establecen en los Anejos 22 a 29.

(5) Para conexiones a cortante, deberá aplicarse el coeficiente de seguridad  $\gamma_V = 1,25$ .

(6) Para el rasante en losas mixtas de edificación, deberá aplicarse el coeficiente de seguridad  $\gamma_{VS} = 1,25$ .

(7) Para la comprobación a fatiga de los pernos en edificación, deberán aplicarse los coeficientes de seguridad  $\gamma_{Mf}$  y  $\gamma_{Mf,s} = 1,0$ .

NOTA: El valor de  $\gamma_{Mf}$  será el establecido en los apartados correspondientes de los Anejos 22 a 29.

#### **2.4.1.3 Valores de cálculo de los parámetros geométricos**

(1) Los parámetros de cálculo para secciones transversales y sistemas podrán tomarse de las normas de los productos con norma armonizada o de los planos constructivos y considerarlos como valores nominales.

#### **2.4.1.4 Resistencias de cálculo**

(1) Para estructuras mixtas, las resistencias de cálculo deberán determinarse de acuerdo con el Anejo 18, de las expresiones (6.6a) ó (6.6c).

#### **2.4.2 Combinación de las acciones**

(1) Las formas generales para la combinación de acciones vienen establecidas en el Apartado 6 del Anejo 18.

#### **2.4.3 Comprobación del equilibrio estático (EQU)**

(1) El formato de seguridad para la comprobación del equilibrio estático como se describe en el Anejo 18, Tabla A18.A1.2(A), también es de aplicación para situaciones de cálculo equivalentes al equilibrio estático (EQU), por ejemplo para el cálculo de anclajes de sujeción o la comprobación del levantamiento de los apoyos en vigas continuas.

### 3 Materiales

#### 3.1 Hormigón

(1) Las propiedades deberán obtenerse del apartado 3.1 del Anejo 19 para hormigones convencionales y del apartado 11.3 del Anejo 19 para hormigones ligeros.

(2) Este Anejo no cubre el cálculo de estructuras mixtas con hormigones de resistencias menores que  $f_{ck} 25 \text{ N/mm}^2$  y  $f_{lck} 25 \text{ N/mm}^2$  ni mayores que  $f_{ck} 60 \text{ N/mm}^2$  y  $f_{lck} 60 \text{ N/mm}^2$ .

(3) La retracción del hormigón deberá determinarse teniendo en cuenta la humedad ambiental, las dimensiones del elemento y la composición del hormigón.

(4) Cuando la acción mixta se considere, los efectos de retracción autógena podrán despreciarse en la determinación de tensiones y flechas.

NOTA: La experiencia muestra que los valores de retracción establecidos en el Anejo 19 pueden sobrestimar los efectos de la retracción en estructuras mixtas. Para el hormigón, se empleará el modelo de retracción del Anejo 19. En el Apéndice C se recomiendan valores para estructuras mixtas en edificación.

### **3.2 Acero pasivo**

- (1) Las propiedades se obtendrán del apartado 3.2 del Anejo 19.
- (2) Para estructuras mixtas, el valor de cálculo del módulo de elasticidad  $E_s$  podrá tomarse igual al del acero estructural establecido en el apartado 3.2.6 del Anejo 22.

### **3.3 Acero estructural**

- (1) Las propiedades se obtendrán por referencia a los apartados 3.1 y 3.2 del Anejo 22.
- (2) Las reglas de este Anejo se aplican al acero estructural con límite elástico no superior a  $460 \text{ N/mm}^2$ .

### **3.4 Dispositivos de conexión**

#### **3.4.1 Generalidades**

(1) Los requisitos de los elementos de sujeción y materiales de soldadura se obtendrán del Anejo 26.

#### **3.4.2 Pernos conectadores**

(1) Las propiedades y requisitos se describen en el apartado 120.1 del Código Estructural.

### **3.5 Chapas de acero nervadas para losas mixtas en edificación**

(1) Las propiedades deberán obtenerse del apartado 120.2 del Código Estructural. Las reglas de este Anejo se aplican en el cálculo de losas mixtas con chapa nervada fabricada de acuerdo con la serie de normas UNE-EN 10025, chapas de acero conformado en frío de acuerdo con las normas UNE-EN 10149-2 o UNE-EN 10149-3 ó chapas de acero galvanizado de acuerdo con la norma UNE-EN 10326.

El valor mínimo del espesor nominal  $t$  de las chapas de acero será  $t \geq 0,70$  mm.

## **4 Durabilidad**

### **4.1 Generalidades**

- (1) Deberá seguirse lo dispuesto en el Artículo 113 del Código Estructural.
- (2) Los detalles constructivos de los conectadores deberán estar de acuerdo con 6.6.5.

### **4.2 Chapa nervada para losas mixtas en edificación**

- (1) Las superficies expuestas de la chapa deberán protegerse adecuadamente para resistir las condiciones atmosféricas pertinentes.
- (2) Si se especifica un revestimiento de zinc, deberá cumplir los requisitos de UNE-EN 10326 o las normas vigentes correspondientes.
- (3) Un revestimiento de zinc de una masa total de  $275g/m^2$  (incluyendo ambos lados) es suficiente para forjados interiores en un ambiente no agresivo, pero las especificaciones pueden variar en función de las condiciones de servicio.

## 5 Análisis estructural

### 5.1 Modelización estructural para el análisis

#### 5.1.1 Modelización estructural e hipótesis básicas

- (1) El modelo estructural y las hipótesis básicas deberán escogerse de acuerdo con el apartado 5.1.1 del Anejo 18 y deberán reflejar el comportamiento anticipado de la sección, del elemento, de las juntas y de los apoyos.
- (2) El apartado 5 se aplica a estructuras mixtas en las que la mayoría de los elementos y uniones son mixtos o de acero estructural. Cuando el comportamiento estructural sea esencialmente de hormigón armado o pretensado, con unos pocos elementos mixtos, el análisis global deberá realizarse generalmente de acuerdo con el Anejo 19.
- (3) El dimensionamiento de losas mixtas con chapas nervadas en edificación deberá realizarse de acuerdo con el apartado 9.

#### 5.1.2 Modelización de uniones

- (1) La influencia del comportamiento de las uniones en la distribución de esfuerzos en una estructura y la deformada total de la estructura, podrán despreciarse en general salvo cuando estos efectos sean significativos (como en el caso de uniones semi-continuas), en cuyo caso deberán considerarse, véase el apartado 8 y el Anejo 26.
- (2) Para identificar si la influencia en el comportamiento de las uniones debe considerarse en el cálculo, podrá hacerse una distinción entre tres modelos de uniones como sigue, véase el apartado 8.2 y el apartado 5.1.1 del Anejo 26:
  - flexible, en la que se puede asumir que la junta no transmite momentos flectores;
  - rígida, en la que la rigidez y/o la resistencia de la junta permite suponer la completa continuidad de los elementos en el cálculo;
  - semi-rígida, en la que el comportamiento de la junta necesita considerarse en el cálculo.
- (3) Para edificación, los requisitos de diferentes tipos de uniones se establecen en apartado 8 y en el Anejo 26.

#### 5.1.3 Interacción suelo-estructura

- (1) Deberán considerarse las deformaciones características de los apoyos cuando sean significativas.

##### Comentarios:

En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1997 recogen los aspectos geotécnicos del proyecto de las obras de edificación y obra civil.

### 5.2 Estabilidad estructural

#### 5.2.1 Efectos de la geometría deformada de la estructura

- (1) Los efectos de las acciones pueden en general determinarse mediante:
- un análisis de primer orden, aplicando una geometría inicial de la estructura
  - un análisis de segundo orden, considerando la influencia de la deformada de la estructura.

(2) Los efectos de la geometría deformada (efectos de segundo orden) deberán considerarse si aumentan considerablemente los efectos de las acciones o modifican significativamente el comportamiento de la estructura.

(3) El análisis de primer orden podrá aplicarse si el aumento de los esfuerzos provocados por las deformaciones obtenidas del análisis de primer orden es menor del 10%. Esta condición podrá considerarse cumplida si se satisface el siguiente criterio:

$$\alpha_{cr} \geq 10 \quad (5.1)$$

donde

$\alpha_{cr}$  es el coeficiente por el que tendrían que multiplicarse las cargas de cálculo para provocar inestabilidad elástica.

(4) Para determinar la rigidez de la estructura, se deberá considerar de forma apropiada la fisuración y fluencia del hormigón y el comportamiento de las uniones.

### 5.2.2 Métodos de análisis para edificación

(1) En entramados planos tipo viga-columna podrá comprobarse el modo de fallo por pandeo traslacional mediante un análisis de primer orden si el criterio (5.1) se cumple para cada planta. En estas estructuras  $\alpha_{cr}$  podrá calcularse aplicando la expresión establecida en el apartado 5.2.1(4) del Anejo 22, siempre que el axil de compresión en las vigas no sea significativo y se tomen las tolerancias apropiadas para la fisuración del hormigón, véase el apartado 5.4.2.3, la fluencia del hormigón, véase el apartado 5.4.2.2, y para el comportamiento de las juntas, véase el apartado 8.2 y el apartado 5.1 del Anejo 26.

(2) Los efectos de segundo orden deberán incluirse indirectamente aplicando un análisis de primer orden con las mayoraciones apropiadas.

(3) Si los efectos de segundo orden en los elementos individuales y las imperfecciones correspondientes en los elementos se consideran completamente en el análisis global de la estructura, las comprobaciones de estabilidad individuales de los elementos serán innecesarias.

(4) Si los efectos de segundo orden en los elementos individuales o las imperfecciones de ciertos elementos (por ejemplo pandeo lateral por torsión y/o por flexión) no se consideran completamente para el análisis global, la estabilidad de los elementos individuales deberá comprobarse para los efectos no incluidos en el análisis global.

(5) Si el análisis global desprecia los efectos de torsión lateral, la resistencia de una viga mixta a pandeo lateral de torsión podrá comprobarse aplicando el apartado 6.4.

(6) Para pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos, la estabilidad a flexión deberá comprobarse aplicando uno de los siguientes métodos:

- (a) por un análisis global de acuerdo con el apartado 5.2.2(3), comprobando la resistencia de la sección de acuerdo con los apartados 6.7.3.6 ó 6.7.3.7, o bien
  - (b) por un análisis individual del elemento de acuerdo con el apartado 6.7.3.4, teniendo en cuenta el momento último y las fuerzas del análisis global de la estructura incluyendo efectos de segundo orden globales y las imperfecciones globales correspondientes. El análisis del elemento deberá considerar los efectos de segundo orden en el elemento y las imperfecciones correspondientes del elemento, véase el apartado 5.3.2.3, comprobando la resistencia de la sección de acuerdo con los apartados 6.7.3.6 ó 6.7.3.7, o bien
  - (c) para elementos bajo un axil de compresión, mediante la aplicación de las curvas de pandeo para contar con los efectos de segundo orden en el elemento y las imperfecciones del elemento, véase el apartado 6.7.3.5. Esta comprobación deberá tener en cuenta los esfuerzos últimos del análisis global de la estructura incluyendo efectos de segundo orden globales e imperfecciones globales cuando corresponda y deberá basarse en una longitud de pandeo igual a la longitud del sistema.
- (7) En aquellas estructuras en las que las columnas sean de acero estructural, la estabilidad deberá comprobarse también por comprobaciones de los elementos basadas en las longitudes de pandeo, de acuerdo con los apartados 5.2.2(8) y 6.3 del Anejo 22.

### **5.3 Imperfecciones**

#### **5.3.1 Bases**

- (1) Deberán incorporarse las consideraciones apropiadas al cálculo de la estructura para considerar los efectos de las imperfecciones, incluyendo las tensiones residuales y las imperfecciones geométricas tales como la falta de verticalidad, de rectitud, de horizontalidad, de ajuste y las inevitables excentricidades menores presentes en las uniones de la estructura sin cargar.
- (2) La forma supuesta de las imperfecciones deberá tener en cuenta el modo elástico de pandeo de la estructura o del elemento en el plano de pandeo considerado, en la dirección y forma más desfavorables.

#### **5.3.2 Imperfecciones en edificación**

##### **5.3.2.1 Generalidades**

- (1) Las imperfecciones geométricas equivalentes, véanse los apartados 5.3.2.2 y 5.3.2.3, deberán aplicarse con los valores que reflejan los posibles efectos de imperfecciones globales y locales, salvo que los efectos de las imperfecciones locales se incluyan en la fórmula de resistencia del cálculo del elemento, véase el apartado 5.3.2.3.
- (2) En el análisis global, podrán despreciarse las imperfecciones en los elementos mixtos comprimidos cuando, de acuerdo con el apartado 5.2.1(2), se haya aplicado

el análisis de primer orden. Cuando se haya aplicado un análisis de segundo orden, las imperfecciones del elemento podrán despreciarse en el análisis global si:

$$\bar{\lambda} \leq 0,5\sqrt{N_{pL,Rk}/N_{Ed}} \quad (5.2)$$

donde

$\bar{\lambda}$  se define en el apartado 6.7.3.3 y se calcula para el elemento considerado como articulado en sus extremos;

$N_{pL,Rk}$  se define en el apartado 6.7.3.3;

$N_{Ed}$  es el valor de cálculo de la fuerza normal.

(3) Las imperfecciones de los elementos deberán considerarse siempre que se compruebe la estabilidad en la longitud de un elemento de acuerdo con los puntos 6.7.3.6 ó 6.7.3.7.

(4) Las imperfecciones en los elementos comprimidos de acero deberán considerarse de acuerdo con los apartados 5.3.2 y 5.3.4 del Anejo 22.

### 5.3.2.2 Imperfecciones globales

(1) Deberán considerarse los efectos de las imperfecciones de acuerdo con el apartado 5.3.2 del Anejo 22.

### 5.3.2.3 Imperfecciones de los elementos

(1) Los valores de cálculo de las imperfecciones equivalentes iniciales a flexión para pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos deberán tomarse de la Tabla A30.6.5.

(2) Para vigas mixtas sin coacciones laterales, los efectos de las imperfecciones se consideran en la fórmula dada para el momento resistente a pandeo lateral, véase 6.4.

(3) Para elementos de acero, los efectos de las imperfecciones se consideran en la fórmula dada para la resistencia a pandeo, véase el apartado 6.3 del Anejo 22.

## 5.4 Cálculo de los efectos de las acciones

### 5.4.1 Método del análisis global

#### 5.4.1.1 Generalidades

(1) Los efectos de las acciones podrán calcularse mediante un análisis global elástico, incluso cuando la resistencia de una sección se obtenga de su resistencia plástica o no lineal.

(2) El análisis elástico global deberá utilizarse para los estados límite de servicio, con las correcciones apropiadas para los efectos no lineales tales como la fisuración del hormigón.

(3) El análisis elástico global deberá utilizarse para la comprobación del estado límite de fatiga.

- (4) Los efectos de arrastre por cortante y de abolladura deberán considerarse si su influencia es significativa en el análisis global.
- (5) Los efectos de la abolladura de los elementos de acero en el método elegido de análisis podrán tenerse en cuenta mediante la clasificación de las secciones, véase 5.5.
- (6) Los efectos de la abolladura de los elementos de acero en su rigidez podrán omitirse en secciones mixtas normales. Para secciones Clase 4 véase el apartado 2.2 del Anejo 25.
- (7) Deberán considerarse los efectos en el análisis global del deslizamiento en los agujeros de los tornillos y de deformaciones similares de dispositivos de conexión
- (8) Salvo que se aplique un análisis no lineal, podrán despreciarse los efectos de deslizamiento y separación en el cálculo de esfuerzos en las superficies de contacto hormigón-acero en las que los conectadores cumplan con lo dispuesto en el apartado 6.6.

#### 5.4.1.2 Ancho eficaz de las alas para el arrastre por cortante

- (1) Deberá tenerse en cuenta la flexibilidad de las alas de acero u hormigón por cortante en su propio plano (arrastre por cortante) o bien por medio de análisis más rigurosos o bien utilizando un ancho eficaz del ala.
- (2) Los efectos de arrastre por cortante en elementos planos metálicos deberán considerarse de acuerdo con el apartado 5.2.1(5) del Anejo 22.
- (3) El ancho eficaz de las alas de hormigón deberá determinarse de acuerdo con las siguientes disposiciones.
- (4) Cuando se aplique un análisis elástico global, podrá asumirse un ancho eficaz constante a lo largo de todo el vano. Este valor podrá tomarse como  $b_{eff,1}$  en centro de vano para un vano biapoyado, o como  $b_{eff,2}$  en el apoyo de un voladizo.
- (5) Para apoyos intermedios o en centro de vano, el ancho total eficaz  $b_{eff}$ , véase la Figura A30.5.1, podrá determinarse como:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (5.3)$$

donde

- $b_0$  es la distancia entre ejes de conectadores exteriores.
- $b_{ei}$  es el valor del ancho eficaz de las alas de hormigón a cada lado del alma y se toma como  $L_e/8$  no siendo mayor que el ancho geométrico  $b_i$ . El valor  $b_i$  deberá tomarse como la distancia del conector exterior al punto medio situado entre almas adyacentes, medido a media altura del ala de hormigón, salvo en un extremo libre en el que  $b_i$  es la distancia al extremo libre de la sección. La longitud  $L_e$  se tomará como la distancia aproximada entre puntos de momento nulo. Para las típicas vigas mixtas continuas, donde la envolvente de momentos de varias

combinaciones de cargas impone el cálculo, y para ménsulas,  $L_e$  podrá suponerse como indica la Figura A30.5.1.

(6) El ancho eficaz en un apoyo podrá determinarse como:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \tag{5.4}$$

con

$$\beta_i = \left( 0,55 + \frac{0,025 L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0 \tag{5.5}$$

donde

$b_{ei}$  es el ancho eficaz, véase (5), del vano exterior en el centro de vano y  $L_e$  es la luz equivalente del vano exterior de acuerdo con la Figura A30.5.1.

(7) La distribución del ancho eficaz entre apoyos y centro de vano podrá asumirse como indica la Figura A30.5.1.

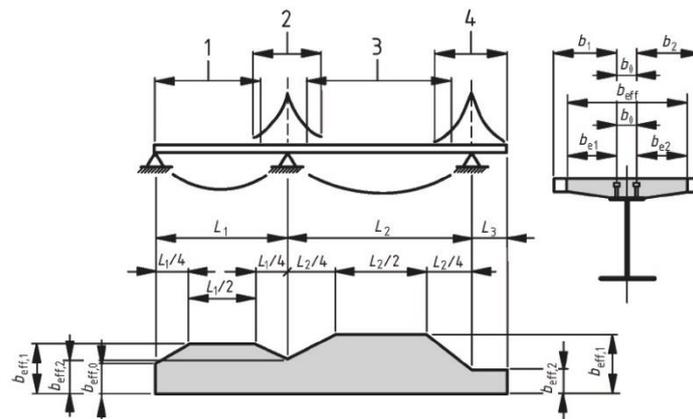
(8) Cuando en edificación la resistencia o rigidez a torsión de una unión influya en la distribución de los momentos flectores, deberá considerarse en la determinación de la  $L_e$ .

(9) De forma simplificada para el análisis de estructuras en edificación,  $b_0$  podrá tomarse nula y  $b_i$  podrá medirse desde el centro del alma.

### 5.4.2 Análisis elástico lineal

#### 5.4.2.1 Generalidades

(1) Deberán considerarse los efectos de fisuración, fluencia y retracción del hormigón, el proceso constructivo y el pretensado.



Leyenda

1	$L_e = 0,85L_1$	para $b_{eff,1}$
2	$L_e = 0,25(L_1 + L_2)$	para $b_{eff,2}$
3	$L_e = 0,70L_2$	para $b_{eff,1}$
4	$L_e = 2L_3$	para $b_{eff,2}$

Figura A30.5.1: Luces equivalentes, para anchos eficaces del ala de hormigón

### 5.4.2.2 Fluencia y retracción

(1) Deberán considerarse apropiadamente los efectos de fluencia y retracción del hormigón.

(2) Excepto para los elementos con ambas alas mixtas, los efectos de fluencia deberán considerarse aplicando el coeficiente de homogeneización  $n_L$  para el hormigón. El coeficiente de homogeneización dependerá del tipo de carga (subíndice L) dado por:

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi_t) \quad (5.6)$$

donde

$n_0$	es el coeficiente de homogeneización $E_a/E_{cm}$ para cargas a edades tempranas;
$E_{cm}$	es el módulo de elasticidad secante del hormigón para cargas a edades tempranas de acuerdo con el Anejo 19, Tabla A19.3.1 ó Tabla A19.11.3.1;
$\varphi_t$	es el coeficiente de fluencia $\varphi(t, t_0)$ de acuerdo con el apartado 3.1.4 ó 11.3.3 del Anejo 19, dependiente de la edad ( $t$ ) del hormigón en el momento considerado y de la edad en el momento de la carga ( $t_0$ ),
$\psi_L$	es el coeficiente de envejecimiento dependiente del tipo de carga, siendo 1,1 para cargas permanentes, 0,55 para efectos primarios y secundarios de retracción y 1,5 para pretensados por deformaciones impuestas.

(3) Para cargas permanentes en estructuras mixtas montadas en varias fases se podrá tomar un valor medio de  $t_0$  a utilizar en la determinación del coeficiente de fluencia. Esta hipótesis puede tomarse también para pretensados por deformación impuesta, si la edad de todo el hormigón en el vano correspondiente al momento de pretensado es superior a los 14 días.

(4) Para retracción, la edad de carga se tomará generalmente como 1 día.

(5) Cuando se utilicen losas prefabricadas o cuando en el pretensado de las losas prefabricadas de hormigón se haga pre-conexión, el coeficiente de envejecimiento y los valores de retracción dependientes del tiempo deberán utilizarse cuando la acción mixta se haga efectiva.

(6) Cuando la distribución de momentos a  $t_0$  cambie significativamente por la fluencia, por ejemplo en vigas continuas de estructuras mixtas con vanos mixtos y no mixtos, deberán considerarse los efectos secundarios dependientes del tiempo debidos a la fluencia, excepto en el análisis global para el estado límite último para elementos cuyas secciones sean todas Clase 1 ó 2. Para efectos secundarios dependientes del tiempo, el coeficiente de homogeneización podrá determinarse con un coeficiente de envejecimiento  $\psi_L$  de 0,55.

(7) Los efectos primarios y secundarios debidos a la retracción y fluencia del ala de hormigón deberán considerarse adecuadamente. Los efectos de fluencia y retracción del hormigón podrán despreciarse en estados límite últimos excepto el de fatiga, en elementos mixtos cuyas secciones sean todas de Clase 1 ó 2 y en los que no sea

necesario considerar el pandeo lateral por torsión. Para estados límite de servicio, véase el apartado 7.

(8) En zonas en las que la losa de hormigón se suponga fisurada, los efectos primarios debidos a la retracción podrán despreciarse en el cálculo de los efectos secundarios.

(9) En pilares mixtos y elementos comprimidos se considerarán los efectos de la fluencia de acuerdo con el apartado 6.7.3.4(2).

(10) En doble acción mixta con ambas alas no fisuradas (por ejemplo en el caso de que estén pretensadas) los efectos de fluencia y retracción deberán determinarse con métodos más precisos.

(11) Por simplificación, en estructuras de edificación que satisfagan la expresión (5.1) ó 5.2.2(1) que no tengan generalmente fines de almacenamiento y no estén pretensadas por deformaciones impuestas controladas, los efectos de fluencia en vigas mixtas podrán considerarse tomando las áreas de hormigón  $A_c$  como áreas equivalentes eficaces de acero  $A_c/n$  tanto para cargas a edades tempranas como diferidas, donde  $n$  es el coeficiente de homogeneización correspondiente al módulo de elasticidad efectivo  $E_{c,eff}$  tomado como  $\frac{E_{cm}}{2}$ .

#### 5.4.2.3 Efectos de la fisuración del hormigón

(1) Deberán considerarse los efectos de la fisuración del hormigón.

(2) El siguiente método podrá aplicarse para la determinación de los efectos de la fisuración en vigas mixtas con alas de hormigón. Deberá calcularse primero la envolvente de esfuerzos para las combinaciones características, véase el apartado 6.5.3 del Anejo 18, incluyendo efectos diferidos, utilizando la rigidez a flexión  $E_a I_1$  de secciones no fisuradas. Esto se define como “análisis de la sección no fisurada”. En las zonas en las que la tensión de tracción en la fibra extrema del hormigón debida a la envolvente de los efectos globales alcance un valor superior al doble de la resistencia  $f_{ctm}$  o  $f_{1ctm}$ , véase el Anejo 19, Tabla A19.3.1 ó Tabla A19.11.3.1, la rigidez deberá reducirse a  $E_a I_2$ , véase el apartado 1.5.2.12. Esta distribución de rigideces podrá utilizarse para estados límite últimos y para estados límite de servicio. Con un re-análisis se determinará una nueva distribución de esfuerzos y deformadas si procede. Esto se define como “análisis de la sección fisurada”.

(3) Podrá aplicarse el siguiente método simplificado para vigas mixtas continuas con alas de hormigón no pretensadas sobre la sección de acero, incluyendo vigas en pórticos que resistan fuerzas horizontales mediante arriostramientos. Cuando todas las relaciones de longitud de vanos continuos adyacentes (pequeñas/largas) sean al menos de 0,6, el efecto de la fisuración podrá tenerse en cuenta aplicando una rigidez a flexión  $E_a I_2$  en el 15% de la luz a cada lado de cada apoyo intermedio y aplicando los valores no fisurados en cualquier otro punto  $E_a I_1$ .

(4) El efecto de la fisuración del hormigón en la rigidez a flexión de los soportes mixtos y los elementos comprimidos deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.7.3.4.

(5) En vigas embebidas en edificación, la contribución de cualquier revestimiento a una viga podrá determinarse utilizando la media de la rigidez fisurada y no fisurada

del revestimiento. El área de hormigón comprimido podrá determinarse a partir de la distribución plástica de tensiones.

#### **5.4.2.4 Fases y proceso constructivo**

(1) Deberá realizarse un análisis apropiado para considerar los efectos de la ejecución por fases, incluyendo cuando sea necesario los efectos separados de las acciones aplicadas al acero estructural y a los elementos parcial o totalmente mixtos.

(2) Los efectos del proceso constructivo podrán despreciarse en el dimensionamiento en estados límite últimos excepto en el de fatiga, para elementos mixtos cuyas Clases sean 1 ó 2 y en los que no sea necesario tener en cuenta el pandeo lateral.

#### **5.4.2.5 Efectos térmicos**

(1) Deberán tenerse en cuenta los efectos debidos a la temperatura de acuerdo con la reglamentación específica vigente.

(2) Los efectos térmicos podrán normalmente despreciarse en el dimensionamiento en estados límite últimos excepto en el de fatiga, para elementos mixtos cuyas secciones sean todas Clase 1 ó 2 y en los que no sea necesario considerar el pandeo lateral.

#### **5.4.2.6 Pretensado por deformaciones impuestas controladas**

(1) Cuando se pretense por deformaciones impuestas controladas (por ejemplo con gatos en los apoyos), los efectos de las posibles desviaciones respecto a los valores previstos de deformaciones impuestas y rigideces deberán considerarse en el dimensionamiento de los estados límite últimos y de servicio.

(2) Salvo que se aplique un método más preciso para la determinación de esfuerzos, los valores característicos de las acciones indirectas debidas a deformaciones impuestas podrán calcularse con los valores característicos o nominales de las propiedades de los materiales y de las deformaciones impuestas, si dichas deformaciones impuestas son controladas.

### **5.4.3 Análisis global no lineal**

(1) Podrá aplicarse un análisis no lineal de acuerdo con el apartado 5.7 del Anejo 19 y con el apartado 5.4.3 del Anejo 22.

(2) Deberá considerarse el comportamiento de los conectadores.

(3) Los efectos sobre la estructura de la geometría deformada deberán tenerse en cuenta de acuerdo con el apartado 5.2.

### **5.4.4 Análisis elástico lineal con redistribución limitada en edificación**

(1) Siempre que no tengan que considerarse los efectos de segundo orden, el análisis elástico lineal con redistribuciones limitadas podrá aplicarse a vigas continuas y pórticos en las comprobaciones de estados límite excepto en el de fatiga.

(2) La distribución de momentos flectores dada por un análisis global elástico de acuerdo con el apartado 5.4.2 podrá redistribuirse de forma que se cumpla el

equilibrio y teniendo en cuenta los efectos del comportamiento inelástico de los materiales y todos los tipos de pandeo.

(3) Los momentos flectores de un análisis elástico lineal podrán redistribuirse:

- a) en vigas mixtas con conectadores parciales o totales como se establece del (4) al (7);
- b) en elementos de acero de acuerdo con el apartado 5.4.1(4) del Anejo 22;
- c) en elementos de hormigón sometidos principalmente a flexión de acuerdo con el apartado 5.5 del Anejo 19;
- d) en vigas parcialmente embebidas sin losa mixta o de hormigón, de acuerdo con (b) o (c), considerando siempre el más restrictivo de ambos.

(4) En la comprobación de los estados límite últimos que no sean de fatiga, los momentos flectores elásticos en las vigas mixtas podrán modificarse de acuerdo con las disposiciones de (5) a (7) cuando:

- la viga sea un elemento mixto continuo, o forme parte de un pórtico que resiste fuerzas horizontales,
- la viga se conecte por dos uniones rígidas que transmiten la resistencia última de los elementos, o por una unión rígida y la otra articulada
- en vigas mixtas parcialmente embebidas si, o bien su capacidad de giro es suficiente para adoptar el grado de redistribución, o se desprecia la contribución del revestimiento de hormigón armado a la compresión en el cálculo del momento resistente de las secciones,
- cada vano sea de un canto constante y
- no sea necesario considerar el pandeo lateral.

(5) Cuando (4) sea de aplicación, en vigas mixtas los momentos flectores determinados mediante un análisis global elástico lineal podrán modificarse:

- reduciendo los momentos negativos máximos en cantidades que no excedan los porcentajes dados en la Tabla A30.5.1, o
- en vigas con secciones Clase 1 ó 2, aumentando los momentos negativos máximos en cantidades que no excedan el 10%, para análisis elásticos de secciones no fisuradas, o el 20% para análisis elásticos de secciones fisuradas, véase el apartado 5.4.2.3,

salvo que se compruebe que la capacidad de giro permite un valor superior.

Tabla A30.5.1: Límites a la redistribución de momentos negativos. Porcentajes de los valores iniciales de momentos flectores a reducir

Clase de sección en la región de momento negativo	1	2	3	4
Análisis de sección no fisurada	40	30	20	10
Análisis de sección fisurada	25	15	10	0

(6) Para calidades de acero estructural superiores a S 355, la redistribución será únicamente de aplicación en vigas con todas sus secciones de Clases 1 y 2. La redistribución por reducción del máximo momento negativo no deberá exceder el 30% para análisis de secciones no fisuradas y el 15% para análisis de secciones fisuradas, salvo que se demuestre que la capacidad de giro permite valores mayores.

(7) Para secciones mixtas de Clases 3 ó 4 los límites de la Tabla A30.5.1 se refieren a los momentos flectores que, según proyecto, se suponen aplicados al elemento mixto. Los momentos aplicados a elementos de acero no deberán redistribuirse.

#### **5.4.5 Análisis global rígido-plástico en edificación**

(1) El análisis global rígido-plástico podrá aplicarse para comprobaciones de los estados límite últimos excepto el de fatiga, cuando los efectos de segundo orden no tengan que considerarse y siempre que:

- todos los elementos y uniones del pórtico sean de acero o mixtos,
- el acero cumpla con el apartado 3.2.2 del Anejo 22,
- la sección del elemento de acero cumpla con el apartado 5.6 del Anejo 22 y
- las uniones sean capaces de soportar sus momentos plásticos resistentes con la suficiente capacidad de giro.

(2) En vigas y pórticos de edificación, normalmente no será necesario considerar los efectos de los ciclos de plastificación.

(3) Cuando se aplique el análisis global rígido-plástico, en cada rótula plástica:

- a) La sección de acero estructural deberá ser simétrica respecto de un plano paralelo al plano del alma o las almas,
- b) Las proporciones y coacciones de los componentes de acero deberán ser tales que no aparezca pandeo lateral,
- c) todas las rótulas en las que pueda aparecer rotación bajo cualquier caso de cargas, deberán disponer de coacciones laterales en el ala comprimida
- d) cuando se considere cualquier compresión en el elemento o unión éste deberá tener suficiente capacidad de giro para permitir el desarrollo de la rótula plástica necesaria.
- e) cuando los requisitos de giro no se calculen, todos los elementos donde se produzcan rótulas plásticas deberán tener secciones eficaces de Clase 1.

(4) Para vigas mixtas en edificación, la capacidad de giro podrá suponerse suficiente cuando:

- a) la calidad del acero estructural no sea superior a S355,
- b) la contribución de cualquier revestimiento de hormigón armado comprimido se desprece en el cálculo del momento resistente de cálculo,
- c) toda sección eficaz en las rótulas plásticas sea Clase 1 y cualquier otra sección eficaz sea Clase 1 ó 2,

- d) cada unión viga-columna demuestre suficiente capacidad de giro de cálculo, o tener un momento resistente de al menos 1,2 veces el momento resistente plástico de la viga conectada,
  - e) los vanos adyacentes no difieran en sus longitudes más del 50% del vano más corto,
  - f) los vanos exteriores no excedan el 115% de la longitud del vano adyacente,
  - g) en cualquier vano en que más de la mitad de la carga de cálculo para este vano esté concentrada en una longitud de un quinto de la luz, entonces en cualquier rótula donde la losa de hormigón esté comprimida, no deberá comprimirse más del 15% del canto total del elemento; esto no es de aplicación cuando se demuestre que la rótula será la última en formarse en cada vano y
  - h) el ala comprimida de acero en la rótula plástica esté coaccionada lateralmente.
- (5) Salvo que se demuestre lo contrario, deberá suponerse que los pilares mixtos no tienen capacidad de giro.
- (6) Cuando la sección de un elemento de acero varíe a lo largo de su longitud, será de aplicación el apartado 5.6(3) del Anejo 22.
- (7) Cuando se requiera una coacción por (3)c) o por (4)h), deberá colocarse a lo largo del elemento en una distancia desde la rótula no mayor que el canto de la sección de acero.

## 5.5 Clasificación de las secciones

### 5.5.1 Generalidades

- (1) El sistema de clasificación definido en el apartado 5.5.2 del Anejo 22 será de aplicación en secciones de vigas mixtas.
- (2) Una sección mixta deberá clasificarse de acuerdo a la clase menos favorable para sus elementos de acero comprimidos. La Clase de una sección mixta dependerá normalmente de la dirección del momento flector en cada sección.
- (3) Un elemento de acero comprimido arriostrado por conexión a un elemento de hormigón armado puede considerarse de una clase más favorable, siempre que se demuestre una mejora en su comportamiento.
- (4) Para la clasificación, la distribución plástica de tensiones deberá utilizarse salvo en el límite entre Clases 3 y 4, cuando la distribución elástica de tensiones deberá considerar el procedimiento constructivo y los efectos de fluencia y retracción. Para la clasificación, deberán utilizarse los valores de cálculo de las resistencias de los materiales. Deberá despreciarse el hormigón traccionado. Se determinará la distribución de tensiones de la sección bruta del alma de acero y de las alas eficaces.
- (5) Para Clases 1 y 2 con barras traccionadas, el armado utilizado en el ancho eficaz deberá tener una ductilidad Clase B o C, véase el Anejo 19, Tabla A19.C1. Además, para secciones cuyo momento resistente se determine por los apartados 6.2.1.2, 6.2.1.3 ó 6.2.1.4, deberá disponerse de un mínimo área de armado  $A_s$  en el ancho eficaz del ala de hormigón para cumplir la siguiente condición:

$$A_s \geq \rho_s A_c \quad (5.7)$$

con

$$\rho_s = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c} \quad (5.8)$$

donde

- $A_c$  es el área eficaz del ala de hormigón;
- $f_y$  es el valor nominal del límite elástico del acero estructural en  $N/mm^2$ ;
- $f_{sk}$  es el límite elástico característico de la armadura;
- $f_{ctm}$  es el valor medio de la resistencia a tracción del hormigón, véase Anejo 19, Tabla A19.3.1 ó Tabla A19.11.3.1;
- $k_c$  es el coeficiente dado en el apartado 7.4.2;
- $\delta$  es igual a 1,0 para secciones Clase 2, e igual a 1,1 para secciones Clase 1 cuando se requiera giro en las rótulas plásticas.

(6) Las mallas electrosoldadas, cuando se dispongan en una losa de hormigón, no deberán incluirse en la sección eficaz salvo que se demuestre que tienen la ductilidad suficiente para asegurar que no fracturan.

(7) En el análisis global por fases constructivas, deberá tenerse en cuenta la Clase de la sección de acero en la fase considerada.

### 5.5.2 Clasificación de secciones mixtas sin revestimiento de hormigón

(1) El ala comprimida de acero coaccionada a pandeo por conexión eficaz al ala de hormigón por conectadores podrá suponerse Clase 1 si la separación entre conectadores cumple con el apartado 6.6.5.5.

(2) La clasificación de otras alas y almas de acero comprimidas en vigas mixtas sin revestimiento de hormigón deberán cumplir con lo establecido en el Anejo 22, Tabla A22.5.2. Un elemento que no cumpla los límites para Clase 3 se considerará Clase 4.

(3) Las secciones con almas Clase 3 y alas Clase 1 ó 2 podrán considerarse de Clase 2 con alma eficaz de acuerdo con el apartado 6.2.2.4 del Anejo 22.

### 5.5.3 Clasificación de secciones mixtas embebidas en edificación

(1) El ala de acero exterior de una sección mixta con revestimiento de hormigón de acuerdo con (2) podrá clasificarse de acuerdo con la Tabla A30.5.2.

(2) Para almas de una sección embebida en hormigón, el revestimiento deberá ser armado, conectado mecánicamente a la sección metálica, y capaz de evitar el pandeo del alma y de cualquier parte del ala comprimida hacia el alma. Podrá suponerse que los requisitos anteriores se cumplen si:

- a) el hormigón que reviste al alma está armado con barras longitudinales y cercos y/o mallas electrosoldadas,

- b) se cumplen los requisitos para la relación  $b_c/b$  dados en la Tabla A30.5.2,
  - c) el hormigón situado entre las alas se conecta con el alma de acuerdo con la Figura A30.6.10, soldando los cercos al alma o por medio de barras de al menos  $\phi 6$  pasantes a través de huecos y/o con pernos de diámetro superior a  $10\text{ mm}$  soldados al alma y
  - d) el espaciamiento longitudinal de los pernos a cada lado del alma o de las barras pasantes a través de los huecos no es mayor de  $400\text{ mm}$ . La distancia entre la cara interior de cada ala y la fila más cercana de conexiones al alma no es superior a  $200\text{ mm}$ . Para secciones de acero con canto máximo no menor de  $400\text{ mm}$  y dos o más filas de conexiones, podrán disponerse los pernos y/o las barras pasantes a través de los huecos al trespelillo.
- (3) Un alma de acero Clase 3 embebida en hormigón de acuerdo con (2), podrá considerarse como un alma eficaz de la misma sección de Clase 2.

Tabla A30.5.2: Clasificación de alas de acero comprimidas para secciones parcialmente embebidas

		<p>Distribución de tensiones (compresiones positivas)</p>
Clase	Tipo	Límites
1	(1) laminada (2) armada	$c/t \leq 9\varepsilon$
2		$c/t \leq 14\varepsilon$
3		$c/t \leq 20\varepsilon$

## 6 Estados Límite Últimos

### 6.1 Vigas

#### 6.1.1 Vigas en edificación

(1) Las vigas mixtas se definen en el apartado 1.5.2. Las secciones típicas se muestran en la Figura A30.6.1, bien con una losa maciza, o bien con una losa mixta. Las vigas parcialmente embebidas son aquéllas en las que el alma de la sección metálica está embebida en hormigón armado y se dispone conexión a rasante entre el hormigón y los componentes de acero.

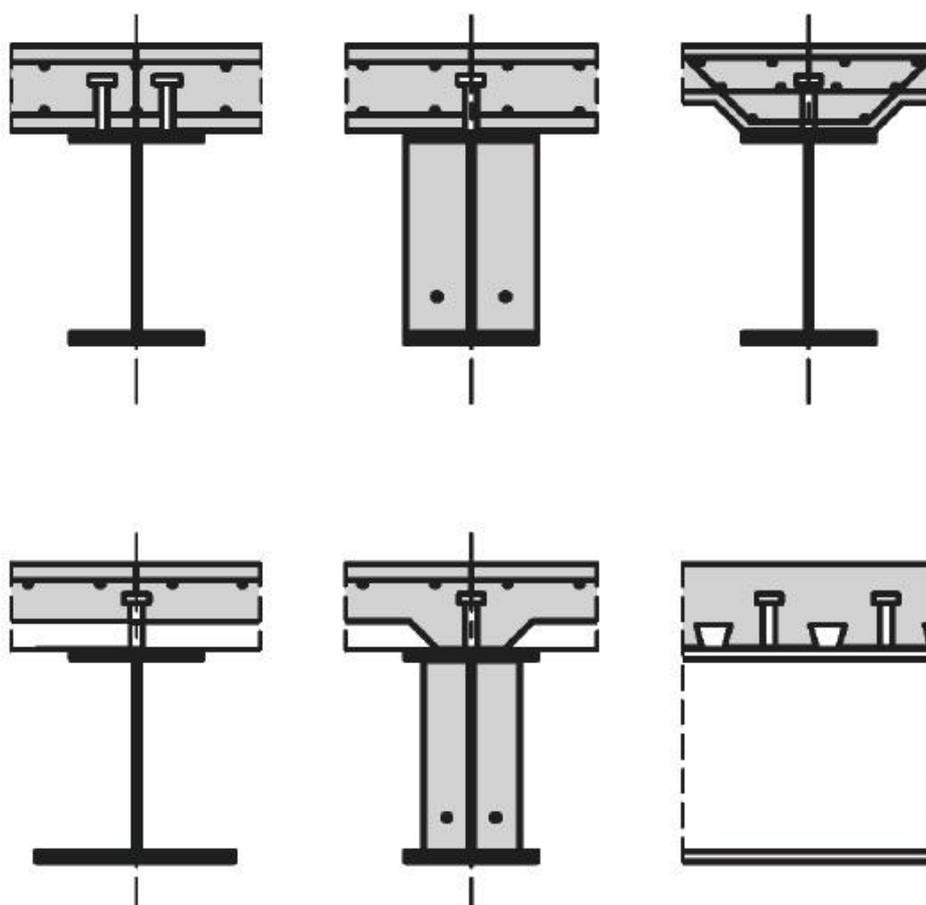


Figura A30.6.1: Secciones típicas de vigas mixtas

(2) Las resistencias de cálculo de las secciones mixtas a flexión y/o a cortante deberán determinarse de acuerdo con el apartado 6.2 para vigas mixtas con secciones de acero y con el apartado 6.3 para vigas mixtas parcialmente embebidas.

(3) Las vigas mixtas deberán comprobarse a:

- resistencia de las secciones críticas (apartados 6.2 y 6.3);
- resistencia a pandeo lateral por torsión (apartado 6.4)

- resistencia a abolladura (6.2.2.3) y a fuerzas transversales en las almas (6.5);
  - resistencia a esfuerzo rasante (6.6)
- (4) Las secciones críticas incluyen:
- secciones de máximo momento flector;
  - apoyos;
  - secciones sometidas a cargas concentradas o reacciones;
  - zonas en las que haya cambios bruscos en la sección, distintos a los debidos a la fisuración del hormigón.
- (5) Una sección con un cambio brusco deberá considerarse como una sección crítica cuando la relación entre el mayor y el menor momento resistente sea mayor que 1,2.
- (6) Para la comprobación de la resistencia a rasante, la longitud crítica consiste en la longitud entre dos secciones críticas. Para este propósito, la sección crítica incluye también:
- extremos libres de los voladizos;
  - en elementos de canto variable, secciones tales que la relación entre los momentos resistentes plásticos mayor y menor (bajo flexión en la misma dirección) para cualquier par adyacente de secciones no exceda de 1,5.
- (7) Los conceptos “conexión total a rasante” y “conexión parcial a rasante” son aplicables únicamente a vigas a las que se aplique la teoría plástica para el cálculo de resistencias a flexión de secciones críticas. El vano de una viga, o voladizo, tendrá conexión total a rasante cuando el incremento en el número de conectadores no aumente el momento resistente de cálculo del elemento. En caso contrario, la conexión a rasante será parcial.

NOTA: Los límites a la utilización de conexión parcial a rasante se establecen en 6.6.1.2.

### **6.1.2 Ancho eficaz para la comprobación de secciones**

- (1) El ancho eficaz del ala de hormigón para la comprobación de la sección deberá determinarse de acuerdo con el apartado 5.4.1.2 teniendo en cuenta la distribución del ancho eficaz entre las zonas de apoyos y centro de vano.
- (2) Como simplificación en edificación, podrá suponerse un ancho eficaz constante en toda la zona de flectores positivos de cada vano. Este valor podrá tomarse igual a  $b_{eff,1}$  en centro de vano. La misma hipótesis podrá aplicarse en toda la zona de flectores negativos a ambos lados de los apoyos intermedios. Estos valores podrán tomarse como el valor  $b_{eff,2}$  en los apoyos correspondientes.

## **6.2 Resistencias de las secciones transversales de vigas**

### **6.2.1 Resistencia a flexión**

#### **6.2.1.1 Generalidades**

- (1) La resistencia a flexión de cálculo deberá determinarse por la teoría rígido-plástica únicamente cuando la sección eficaz mixta sea Clase 1 ó 2 y cuando no se utilice el pretensado con tendones.
- (2) Se podrán aplicar el análisis elástico y la teoría no lineal para determinar la resistencia a flexión de secciones de cualquier Clase.
- (3) Para el análisis elástico y la teoría no lineal, podrá suponerse que la sección mixta permanece plana si los conectadores y la armadura transversal están calculadas de acuerdo con el apartado 6.6, considerando distribuciones apropiadas de la fuerza rasante de cálculo.
- (4) La resistencia a tracción del hormigón deberá despreciarse.
- (5) Cuando la sección de acero de un elemento mixto sea curva en plano, los efectos de la curvatura deberán tenerse en cuenta.

#### 6.2.1.2 Momento plástico resistente $M_{pl,Rd}$ de una sección mixta

- (1) Para el cálculo de  $M_{pl,Rd}$  pueden hacerse las siguientes hipótesis.
  - a) hay una adherencia perfecta entre el acero estructural, la armadura y el hormigón;
  - b) el área eficaz del elemento de acero estructural está sometida a una tensión igual a su límite elástico de cálculo  $f_{yd}$  a tracción o a compresión;
  - c) el área eficaz de la armadura longitudinal traccionada y comprimida está sometida a una tensión igual a su límite elástico de cálculo  $f_{sd}$  a tracción o a compresión. De forma alternativa, podrá despreciarse la armadura a compresión de una losa de hormigón;
  - d) el área eficaz del hormigón comprimido resiste una tensión de  $0,85f_{cd}$ , constante en todo el canto entre la fibra neutra plástica y la fibra más comprimida del hormigón, donde  $f_{cd}$  es la resistencia en probeta cilíndrica de cálculo a compresión del hormigón.

Las distribuciones típicas de tensiones plásticas se muestran en la Figura A30.6.2.

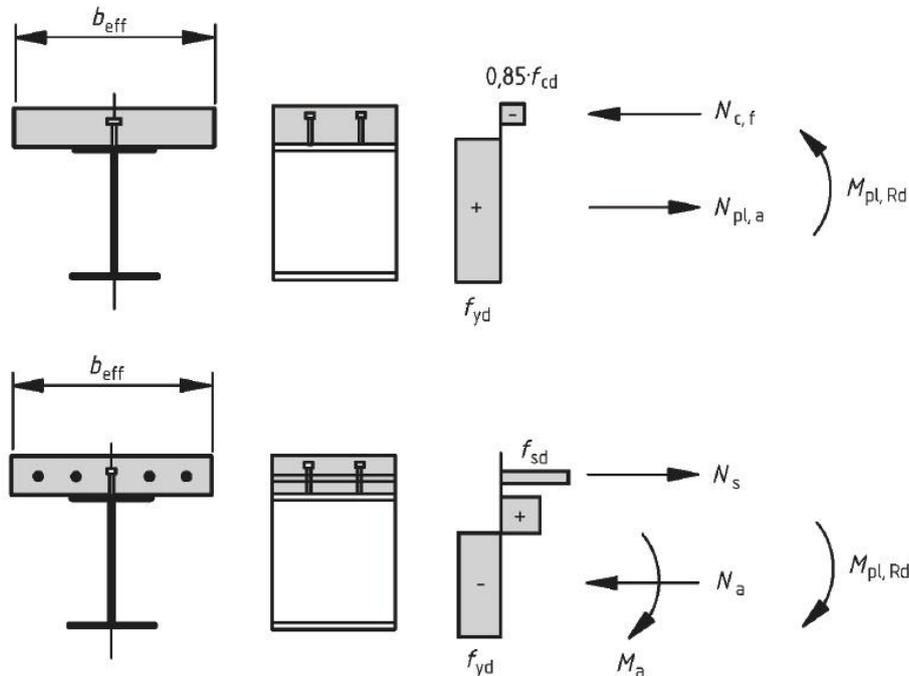


Figura A30.6.2: Ejemplos de distribuciones de tensiones plásticas para una viga mixta con losa maciza y conexión total a rasante en flexión positiva y negativa

(2) Para secciones mixtas con acero estructural de calidad S420 ó S460, cuando la distancia  $x_{pl}$  entre la fibra neutra plástica y la fibra extrema de la losa de hormigón comprimida supera el 15% del canto total del elemento  $h$ , el momento resistente de cálculo  $M_{Rd}$  deberá tomarse como  $\beta M_{pl,Rd}$  donde  $\beta$  es el coeficiente de reducción dado en la Figura A30.6.3. Para valores de  $x_{pl}/h$  superiores a 0,4, el momento resistente deberá determinarse según el apartado 6.2.1.4 ó 6.2.1.5.

(3) Cuando se aplique la teoría plástica y la armadura se encuentre traccionada, esta armadura deberá cumplir con el apartado 5.5.1(5).

(4) En edificación, las chapas nervadas deberán despreciarse a compresión.

(5) En edificación, toda chapa nervada traccionada dentro de la sección eficaz deberá suponerse trabajando con su límite elástico  $f_{yp,d}$ .

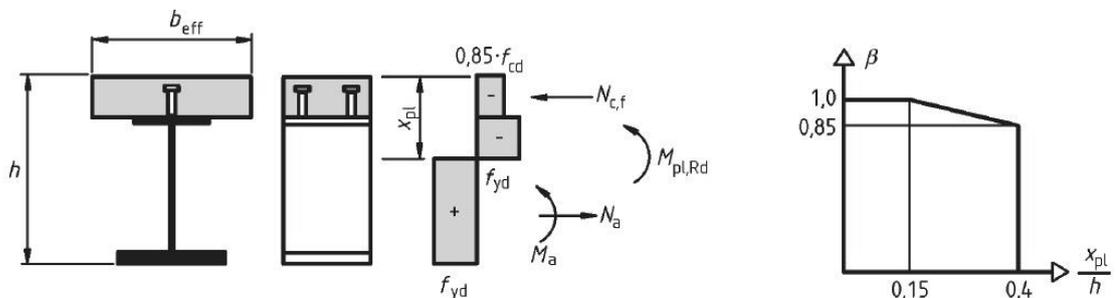


Figura A30.6.3: Coeficiente de reducción  $\beta$  para  $M_{pl,Rd}$

**6.2.1.3 Momento resistente plástico de secciones con conexiones parciales a rasante en edificación**

- (1) En zonas de flexión positiva de vigas mixtas en edificación, podrán utilizarse las conexiones parciales a cortante de acuerdo con los apartados 6.6.1 y 6.6.2.2.
- (2) Salvo que se compruebe lo contrario, el momento plástico resistente en flexión negativa deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.1.2 y deberán disponerse los conectadores apropiados para asegurar la plastificación de la armadura a tracción.

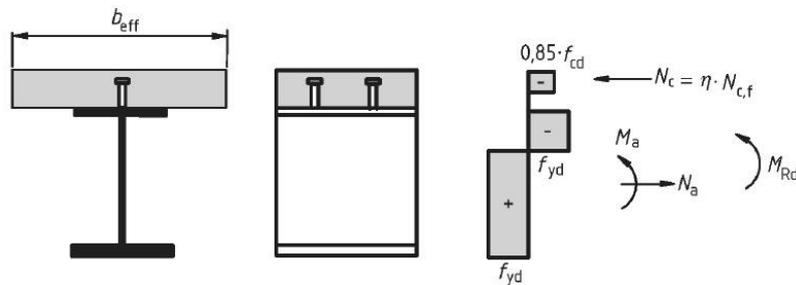
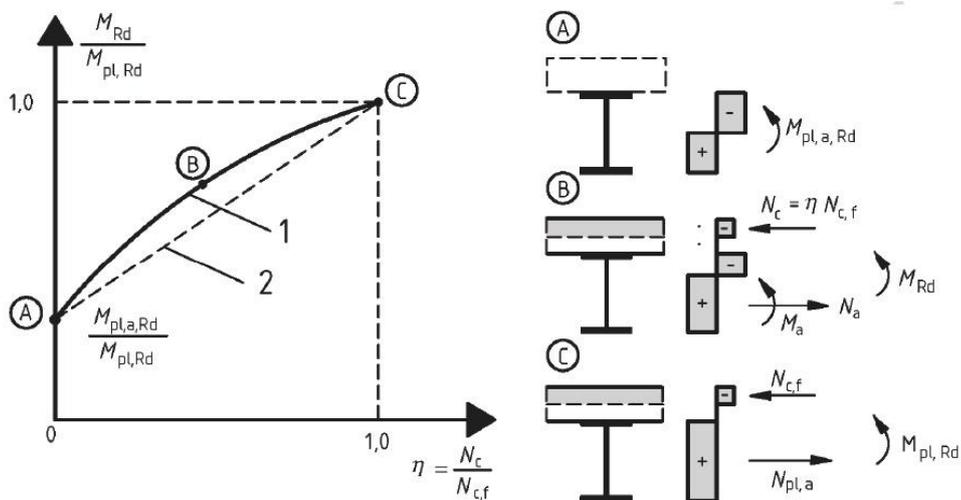


Figura A30.6.4: Distribución plástica de tensiones bajo momento positivo para conexión parcial a rasante

- (3) Cuando se utilicen conectadores dúctiles, el momento resistente de la sección crítica de la viga  $M_{Rd}$  podrá calcularse mediante la teoría rígido-plástica de acuerdo con el apartado 6.2.1.2, utilizando un valor reducido de la fuerza de compresión en el ala comprimida de hormigón  $N_c$  en lugar de la fuerza  $N_{c,f}$  dada en el apartado 6.2.1.2(1)(d). La relación  $\eta = N_c/N_{c,f}$  es el grado de conexión a rasante. La posición de la fibra neutra plástica en la losa de hormigón deberá determinarse con la nueva fuerza  $N_c$ , véase la Figura A30.6.4. Hay una segunda fibra neutra plástica en la sección metálica que deberá utilizarse para la clasificación del alma.



- Leyenda
- 1 teoría plástica
  - 2 método simplificado

Figura A30.6.5: Relación entre  $M_{Rd}$  y  $N_c$  (para conectadores dúctiles)

(4) La relación entre  $M_{Rd}$  y  $N_c$  en (3) se da cualitativamente por la curva convexa ABC en la Figura A30.6.5 donde  $M_{pl,a,Rd}$  y  $M_{pl,Rd}$  son los momentos plásticos resistentes de cálculo para flexión positiva de la sección de acero estructural sola y de la sección mixta con conexión total a rasante respectivamente.

(5) Para el método indicado en (3), un valor conservador de  $M_{Rd}$  puede determinarse por la línea recta AC en la Figura A30.6.5:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \frac{N_c}{N_{cf}} \quad (6.1)$$

#### 6.2.1.4 Resistencia a flexión no lineal

(1) Cuando el momento resistente de una sección mixta se determine por la teoría no lineal, deberá considerarse la relación tensión-deformación de los materiales.

(2) Deberá asumirse que la sección mixta permanece plana y que la deformación en la armadura pasiva, tanto a tracción como a compresión, es la misma que la deformación media del hormigón de alrededor.

(3) Las tensiones en el hormigón comprimido deberán calcularse a partir de las curvas tensión-deformación dadas en el apartado 3.1.7 del Anejo 19.

(4) Las tensiones en la armadura deberán calcularse con los diagramas bilineales dados en el apartado 3.2.7 del Anejo 19.

(5) Las tensiones en el acero estructural comprimido o traccionado deberán calcularse con el diagrama bilineal dado en el apartado 5.4.3(4) del Anejo 22 y deberán considerar los efectos del proceso constructivo (por ejemplo apeado o no apeado).

(6) Para secciones mixtas Clase 1 ó 2 con ala de hormigón comprimida, la resistencia no lineal a flexión  $M_{Rd}$  podrá determinarse en función de la fuerza de compresión en el hormigón  $N_c$  utilizando las expresiones simplificadas (6.2) y (6.3), como muestra la Figura A30.6.6:

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \frac{N_c}{N_{c,el}} \quad \text{para } N_c \leq N_{c,el} \quad (6.2)$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad \text{para } N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f} \quad (6.3)$$

con

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + kM_{c,Ed} \quad (6.4)$$

donde

$M_{a,Ed}$  es el momento flector de cálculo aplicado a la sección de acero estructural antes del comportamiento mixto;

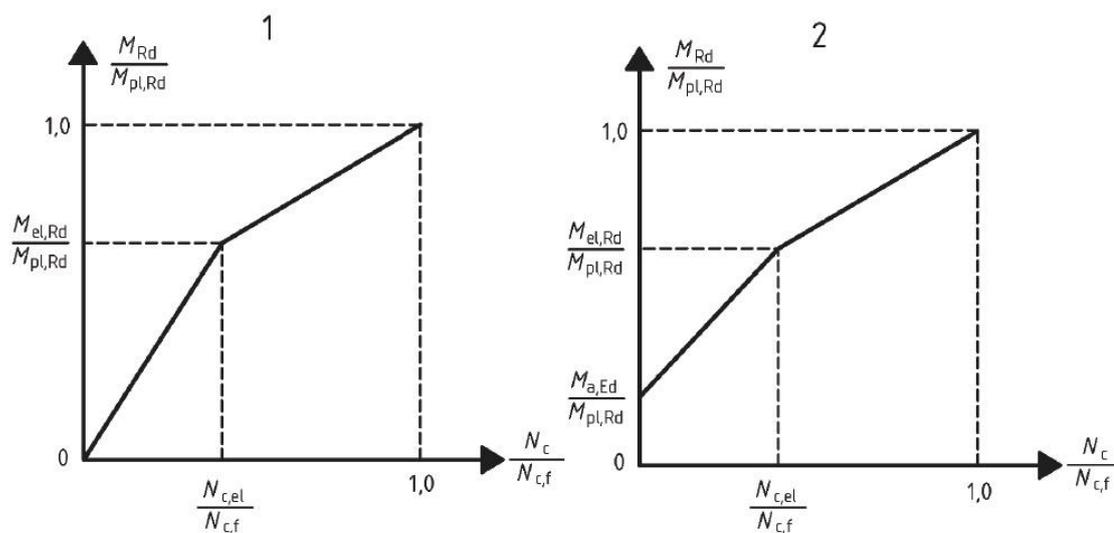
$M_{c,Ed}$  es la parte del momento flector de cálculo aplicado a la sección mixta;

$k$  es el coeficiente mínimo para que se alcance el límite de tensiones indicado en 6.2.1.5(2); cuando se construya sin apeos provisionales, el proceso constructivo deberá tenerse en cuenta;

$N_{c,el}$  es la fuerza de compresión en el ala de hormigón correspondiente al momento  $M_{el,Rd}$ .

Para secciones en las que sea de aplicación el apartado 6.2.1.2(2), deberá utilizarse el valor reducido  $\beta M_{pl,Rd}$  en vez de  $M_{pl,Rd}$  en la expresión (6.3) y en la Figura A30.6.6.

(7) En edificación, la determinación de  $M_{el,Rd}$  podrá simplificarse aplicando el apartado 5.4.2.2(11).



Leyenda

- 1 construcción apeada
- 2 construcción no apeada

Figura A30.6.6: Relación simplificada entre  $M_{Rd}$  y  $N_c$  para secciones con la losa de hormigón comprimida

### 6.2.1.5 Resistencia elástica a flexión

(1) Las tensiones deberán calcularse por la teoría elástica, utilizando un ancho eficaz del ala de hormigón de acuerdo con el apartado 6.1.2. Para secciones Clase 4, la sección de acero estructural eficaz deberá calcularse de acuerdo con el apartado 4.3 del Anejo 25.

(2) En el cálculo de la resistencia elástica a flexión basado en la sección eficaz, las tensiones limitantes deberán tomarse como:

- $f_{cd}$  en el hormigón comprimido;
- $f_{yd}$  en el acero estructural traccionado o comprimido;
- $f_{sd}$  en la armadura pasiva traccionada o comprimida. De forma alternativa, la armadura comprimida en la losa de hormigón podrá despreciarse.

(3) Las tensiones debidas a las acciones actuando únicamente sobre el acero estructural deberán añadirse a las tensiones debidas a las acciones actuantes sobre el elemento mixto.

(4) Salvo que se aplique un método más preciso, el efecto de la fluencia deberá considerarse mediante el coeficiente de homogeneización de acuerdo con el apartado 5.4.2.2.

(5) En secciones con hormigón traccionado y que se supone fisurado, las tensiones debidas a los efectos isostáticos de la retracción podrán despreciarse.

## 6.2.2 Resistencia a cortante

### 6.2.2.1 Alcance

(1) Se aplica el apartado 6.2.2 a las vigas mixtas con acero estructural soldado o laminado de alma llena, que podrá estar rigidizada.

### 6.2.2.2 Resistencia plástica a cortante

(1) La resistencia a cortante  $V_{pl,Rd}$  deberá tomarse como la resistencia de la sección de acero estructural  $V_{pl,a,Rd}$  salvo que se establezca el valor de contribución de la parte de hormigón armado de la viga.

(2) La resistencia plástica de cálculo a cortante  $V_{pl,a,Rd}$  de la sección de acero estructural deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.6 del Anejo 22.

### 6.2.2.3 Resistencia a abolladura por cortante

(1) La resistencia a abolladura por cortante  $V_{b,Rd}$  del alma de acero no embebida deberá determinarse de acuerdo con el apartado 5 del Anejo 25.

(2) No deberá considerarse la contribución de la losa de hormigón, salvo que se apliquen métodos más precisos que el del apartado 5 del Anejo 25 y que la conexión a rasante se calcule para la fuerza vertical correspondiente.

### 6.2.2.4 Flexión y cortante

(1) Cuando la fuerza cortante  $V_{Ed}$  sea superior a la mitad de la resistencia a cortante  $V_{Rd}$  dada por el menor de los valores:  $V_{pl,Rd}$  del apartado 6.2.2.2 ó por  $V_{b,Rd}$  del apartado 6.2.2.3, deberá considerarse su efecto sobre el momento resistente.

(2) Para secciones de Clase 1 ó 2, puede tenerse en cuenta la influencia del cortante en la resistencia a flexión mediante una resistencia de cálculo reducida del acero  $(1 - \rho)f_{yd}$  en el área de cortante, como se muestra en la Figura A30.6.7 donde:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1\right)^2 \quad (6.5)$$

y  $V_{Rd}$  es la resistencia a cortante vertical, determinada de acuerdo con el apartado 6.2.2.2 ó 6.2.2.3.

(3) Para secciones de Clases 3 y 4, es aplicable el apartado 7.1 del Anejo 25 utilizando la tensión calculada para la sección mixta.

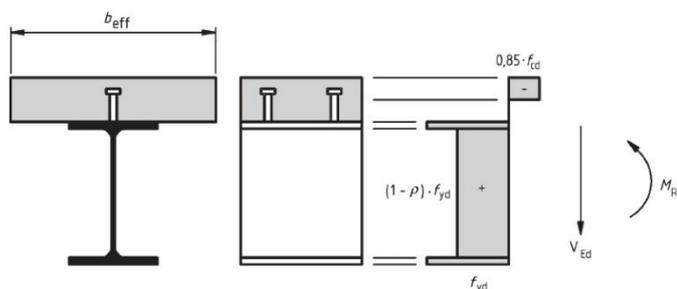


Figura A30.6.7: Distribución plástica de tensiones modificada por el efecto del cortante

### 6.3 Resistencia de las secciones de vigas parcialmente embebidas en edificación

#### 6.3.1 Alcance

- (1) Las vigas parcialmente embebidas se definen en el apartado 6.1.1(1). Una losa de hormigón o mixta puede formar parte también de la sección eficaz de una viga mixta, siempre que esté unida a una sección de acero por una conexión a rasante de acuerdo con el apartado 6.6. Las secciones típicas se muestran en la Figura A30.6.8.
- (2) Se aplica el apartado 6.3 a secciones Clase 1 ó 2 parcialmente embebidas, siempre que  $d/t_w$  no sea mayor que  $124\varepsilon$ .

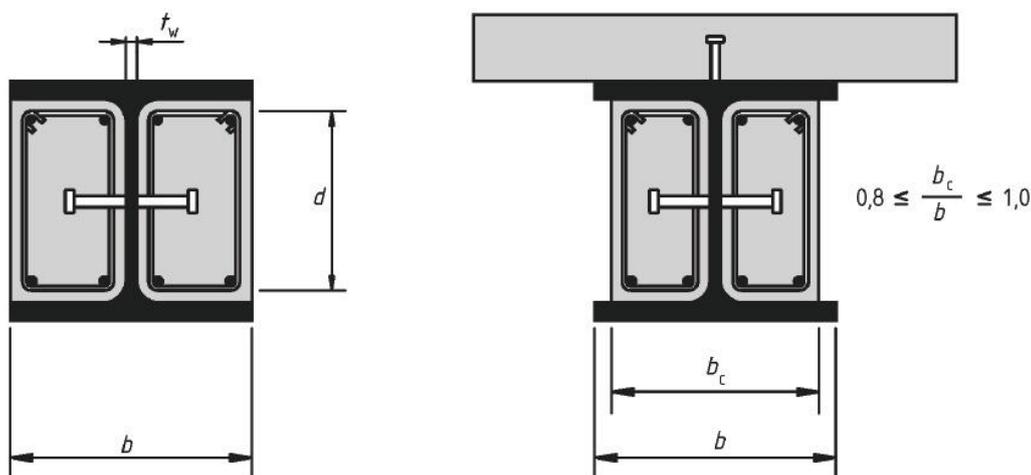


Figura A30.6.8: Secciones transversales típicas de vigas parcialmente embebidas

- (3) Serán de aplicación todas las disposiciones de este Anejo, salvo que se establezcan reglas diferentes en el apartado 6.3.

#### 6.3.2 Resistencia a flexión

- (1) Deberán disponerse conexiones totales a cortante entre la sección de acero estructural y el revestimiento del alma de acuerdo con el apartado 6.6.

(2) El momento resistente de cálculo podrá determinarse por la teoría plástica. La armadura comprimida del hormigón de revestimiento podrá despreciarse. En la Figura A30.6.9 se muestran algunos ejemplos de distribuciones plásticas típicas de tensiones.

(3) Podrán utilizarse conexiones parciales a rasante para fuerzas de compresión en cualquier losa de hormigón o mixta que forme parte de la sección eficaz.

(4) Cuando se utilicen conexiones parciales a rasante con conectadores dúctiles, el momento resistente plástico de la viga deberá calcularse de acuerdo con los apartados 6.3.2(2) y 6.2.1.2(1), salvo que se utilice un valor reducido de la fuerza de compresión en la losa de hormigón mixta  $N_c$  como en los apartados 6.2.1.3(3), (4) y (5).

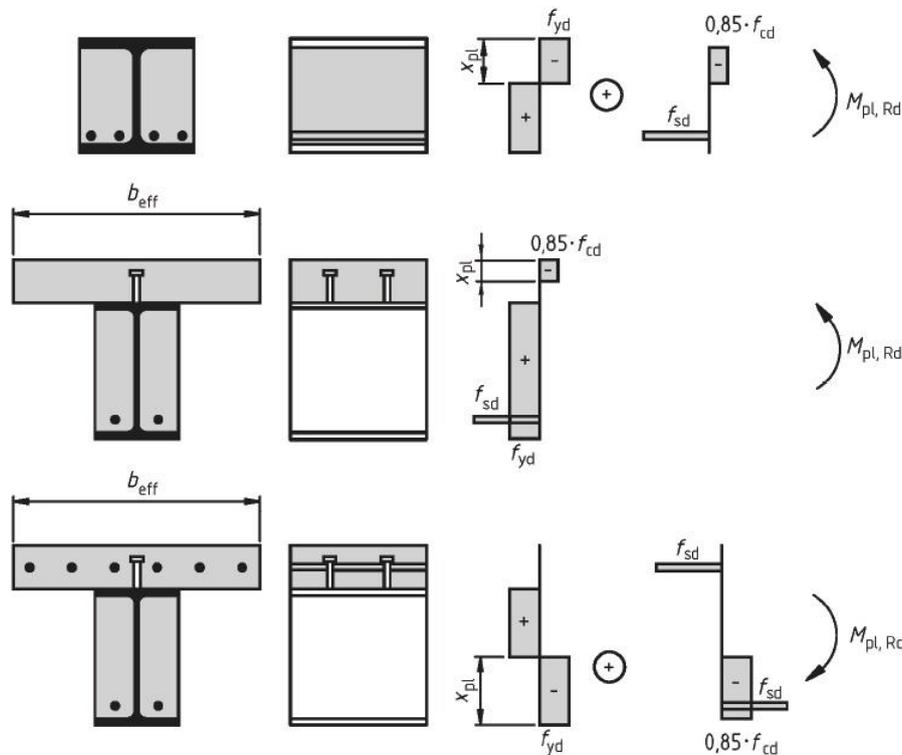


Figura A30.6.9: Ejemplos de distribuciones plásticas de tensiones en secciones eficaces

### 6.3.3 Resistencia a cortante

(1) La resistencia a cortante de cálculo del acero estructural  $V_{pl,a,Rd}$  deberá determinarse por la teoría plástica de acuerdo con el apartado 6.2.2.2(2).

(2) La contribución a cortante del revestimiento del alma podrá considerarse para la determinación de la resistencia a cortante de cálculo de la sección si los cercos se disponen de acuerdo con la Figura A30.6.10. Deberá disponerse la apropiada conexión a rasante entre el revestimiento y la sección de acero estructural. Si los cercos del revestimiento están abiertos, deberán unirse al alma por soldaduras

capaces de transmitir la capacidad de la barra. En caso contrario, deberá desprejarse la contribución a cortante de la armadura pasiva.

(3) Salvo que se realice un análisis más preciso, la distribución del cortante total  $V_{Ed}$  entre  $V_{a,Ed}$  y  $V_{c,Ed}$ , actuando en la sección de acero y en el revestimiento de hormigón armado del alma respectivamente, podrá asumirse que es en la misma proporción que la contribución de la sección metálica y el revestimiento de hormigón al momento resistente  $M_{pl,Rd}$ .

(4) La resistencia a cortante del revestimiento del alma deberá considerar la fisuración del hormigón y comprobarse de acuerdo con el apartado 6.2 del Anejo 19 y el resto de requisitos pertinentes de este Anejo.

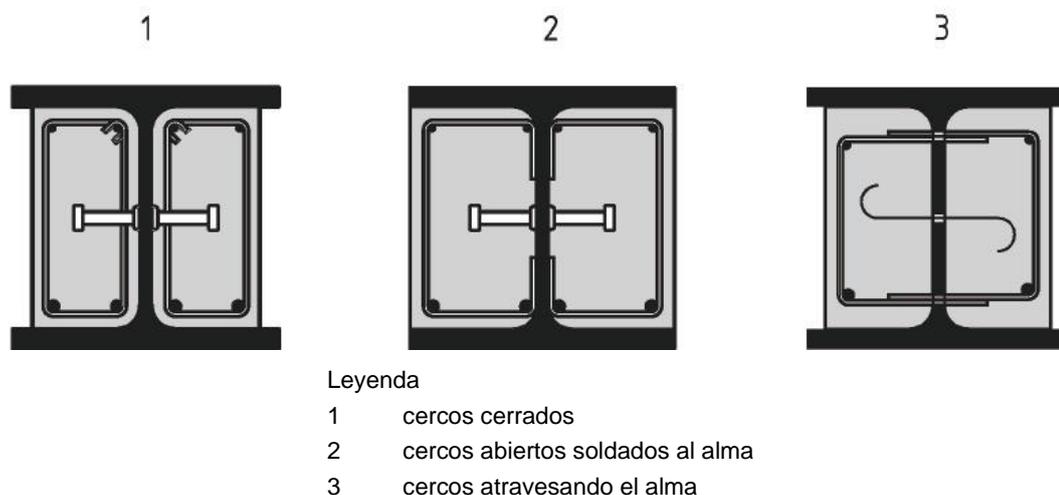


Figura A30.6.10: Disposición de los cercos

### 6.3.4 Flexión y cortante

(1) Cuando el esfuerzo cortante de cálculo  $V_{a,Ed}$  exceda la mitad de la resistencia plástica de cálculo  $V_{pl,a,Rd}$  de la sección de acero estructural a cortante, deberá considerarse su efecto en el momento resistente.

(2) La influencia del cortante en la resistencia a flexión podrá expresarse como indica el apartado 6.2.2.4(2) con la siguiente modificación. En la expresión (6.5), la relación  $V_{Ed}/V_{pl,Rd}$  se sustituirá por  $V_{a,Ed}/V_{pl,a,Rd}$  para calcular la resistencia reducida de cálculo del acero en el área de cortante de la sección de acero estructural. A continuación, el momento plástico resistente reducido de cálculo  $M_{Rd}$  deberá calcularse de acuerdo con el apartado 6.3.2.

## 6.4 Pandeo lateral por torsión en vigas mixtas

### 6.4.1 Generalidades

(1) El ala de acero unida a una losa de hormigón o mixta por una conexión a rasante de acuerdo con 6.6 se podrá suponer lateralmente estable, siempre que se evite la inestabilidad lateral de la losa de hormigón.

- (2) Cualquier otra ala de acero comprimida deberá comprobarse a estabilidad lateral.
- (3) Los métodos establecidos en los apartados 6.3.2.1 a 6.3.2.3 del Anejo 22 y, de forma más general, en el apartado 6.3.4, serán de aplicación a la sección de acero en base a los esfuerzos de la sección mixta, considerando los efectos del proceso constructivo de acuerdo con el apartado 5.4.2.4. Podrá considerarse la coacción lateral y elástica por torsión a nivel de la conexión a rasante con la losa de hormigón.
- (4) Para vigas mixtas en edificación con secciones Clase 1, 2 ó 3 y sección de acero estructural constante, se podrá aplicar el método establecido en el apartado 6.4.2.

#### 6.4.2 Comprobación a pandeo lateral por torsión de vigas mixtas continuas con secciones Clase 1, 2 ó 3 en edificación

- (1) El momento resistente a pandeo de una viga mixta continua no coaccionada lateralmente (o de una viga en un pórtico mixta en toda su longitud) con sección Clase 1, 2 ó 3 y sección de acero estructural de canto constante deberá tomarse como:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} \quad (6.6)$$

donde

$\chi_{LT}$  es el coeficiente de reducción por pandeo lateral por torsión dependiente de la esbeltez relativa  $\bar{\lambda}_{LT}$ ;

$M_{Rd}$  es el momento resistente de cálculo a flexión negativa en el apoyo interior correspondiente (o unión viga-columna).

Los valores del coeficiente de reducción  $\chi_{LT}$  podrán obtenerse de los apartados 6.3.2.2 ó 6.3.2.3 del Anejo 22.

- (2) Para secciones de Clase 1 ó 2,  $M_{Rd}$  deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.1.2 para una viga cuya resistencia a flexión se base en la teoría plástica, o con el apartado 6.2.1.4 para una viga cuya resistencia a flexión se base en una teoría no lineal, o con el apartado 6.3.2 para una viga parcialmente embebida, con  $f_{yd}$  calculado con el coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_{M1}$  dado en el apartado 6.1(1) del Anejo 22.

- (3) Para secciones Clase 3,  $M_{Rd}$  deberá determinarse mediante la expresión (6.4), pero el momento flector negativo de cálculo será el más pequeño entre los que produzcan una tensión de tracción  $f_{sd}$  en la armadura o una tensión de compresión  $f_{yd}$  en la fibra inferior de la sección metálica;  $f_{yd}$  deberá determinarse con el coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_{M1}$  dado en el apartado 6.1(1) del Anejo 22.

- (4) La esbeltez relativa  $\bar{\lambda}_{LT}$  podrá calcularse como:

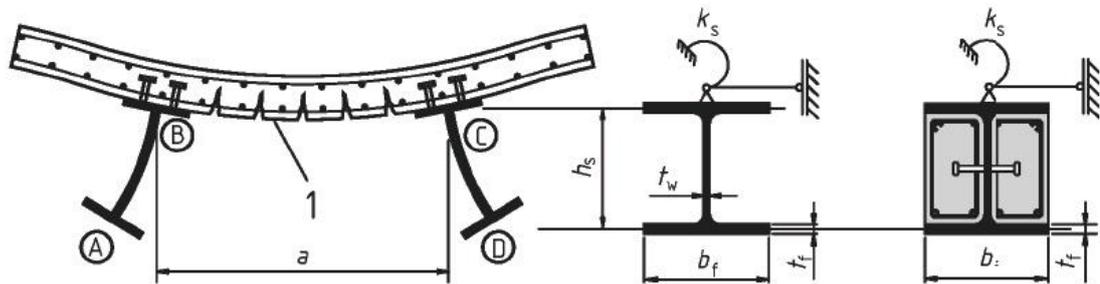
$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (6.7)$$

donde

$M_{Rk}$  es el momento resistente de la sección mixta utilizando las propiedades características de los materiales;

$M_{cr}$  es el momento elástico crítico a pandeo lateral determinado en el apoyo interior del vano en que el momento flector negativo es máximo.

(5) Cuando la misma losa esté unida a uno o más elementos metálicos de apoyo aproximadamente paralelos a la viga mixta considerada y se satisfagan el apartado 6.4.3(c), (e) y (f), el cálculo para el momento elástico crítico  $M_{cr}$  podrá basarse en el modelo del “pórtico continuo en U invertida”. Como muestra la Figura A30.6.11, este modelo tiene en cuenta el desplazamiento lateral del ala inferior que produce flexión del alma metálica y el giro del ala superior que se resiste por la flexión de la losa.



Leyenda:  
1 fisuras

Figura A30.6.11: Pórtico ABCD en U invertida resistiendo pandeo lateral por torsión

(6) Al nivel del ala metálica superior, podrá adoptarse una rigidez al giro por unidad de longitud de la viga de acero,  $k_s$ , para representar el modelo de pórtico en U como una viga aislada;

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \tag{6.8}$$

donde

$k_1$  es la rigidez a flexión fisurada de la losa de hormigón mixta en la dirección perpendicular a la viga metálica, que se podrá tomar como:

$$k_1 = \alpha(EI)_2/a \tag{6.9}$$

$a$  es el espaciamiento entre vigas paralelas;

$(EI)_2$  es la rigidez a flexión fisurada por unidad de ancho de la losa de hormigón o mixta, tomada como el más bajo entre el valor en centro de vano para momento positivo y el valor en la sección metálica de apoyo para momento negativo;

$k_2$  es la rigidez a flexión del alma metálica, tomada como:

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1-\nu_a^2)h_s} \tag{6.10}$$

para una viga metálica no embebida,

donde:

$\nu_a$  es el módulo de Poisson del acero estructural y  $h_s$  y  $t_w$  se definen en la Figura A30.6.11.

(7) Para una viga metálica parcialmente embebida de acuerdo con el apartado 5.5.3(2), la rigidez a flexión  $k_2$  podrá tener en cuenta el revestimiento, pudiendo obtenerse como:

$$k_2 = \frac{E_a t_w b_c^2}{16 h_s \left(1 + \frac{4 n t_w}{b_c}\right)} \quad (6.11)$$

donde

$n$  es el coeficiente de homogeneización para acciones a largo plazo de acuerdo con el apartado 5.4.2.2, y

$b_c$  es el ancho del revestimiento de hormigón, véase la Figura A30.6.8.

(8) En el modelo de pórtico en U, el efecto favorable de la rigidez torsional de St. Venant  $G_a I_{at}$  de la sección metálica podrá tenerse en cuenta para el cálculo del  $M_{cr}$ .

(9) Para vigas metálicas parcialmente embebidas, armadas con cercos abiertos unidos al alma o con cercos cerrados, la rigidez a torsión del revestimiento podrá añadirse al valor de  $G_a I_{at}$  de la sección metálica. Esta rigidez a torsión adicional podrá tomarse como  $G_c I_{ct}/10$ , donde  $G_c$  es el módulo de rigidez transversal del hormigón, que podrá tomarse como  $0,3 E_a/n$  (donde  $n$  es el coeficiente de homogeneización a largo plazo), y  $I_{ct}$  es el módulo de torsión de St. Venant del revestimiento, suponiéndolo no fisurado y con un ancho igual al ancho total del revestimiento.

### 6.4.3 Comprobación simplificada sin cálculo directo en edificación

(1) Una viga continua (o una viga en un pórtico mixta en toda su longitud) con sección Clase 1, 2 ó 3 podrá calcularse sin arriostramientos laterales adicionales cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- a) los vanos adyacentes no difieran en su longitud en más del 20% del vano más corto. Cuando sea un voladizo, que su longitud no supere el 15% de la del vano adyacente.
- b) la carga en cada vano esté distribuida uniformemente y las cargas permanentes de cálculo no superen el 40% de la carga total de cálculo.
- c) el ala superior del elemento de acero esté unida a la losa de hormigón armado o losa mixta por conectadores de acuerdo con el apartado 6.6.
- d) la misma losa esté unida a otro elemento de apoyo aproximadamente paralelo a la viga mixta en cuestión, formando un pórtico en U invertida como muestra la Figura A30.6.11.
- e) si la losa es mixta, que ésta flechte entre los dos elementos del pórtico en U considerado.
- f) en cada apoyo del elemento de acero, su ala inferior se arriostrará lateralmente y su alma estará rigidizada. En cualquier otro punto, el alma podrá no estar rigidizada.
- g) Si el elemento metálico es un perfil IPE o HE no embebida o parcialmente, que su canto  $h$  no supere el límite dado en la Tabla A30.6.1.

- h) Si el elemento de acero está parcialmente embebido en hormigón de acuerdo con el apartado 5.5.3(2), que su canto  $h$  no supere el límite dado en la Tabla A30.6.1 en más de 200  $mm$  para calidades de acero superiores a S355 ni en más de 150  $mm$  para calidades S420 y S460.

Tabla A30.6.1: Máximo canto  $h$  ( $mm$ ) para elementos de acero no embebidos para los que se aplica el apartado 6.4.3

Perfil de acero	Clase de acero			
	S 235	S 275	S355	S420 y S460
IPE	600	550	400	270
HE	800	700	650	500

## 6.5 Esfuerzos transversales en almas

### 6.5.1 Generalidades

- (1) Las reglas establecidas en el apartado 6 del Anejo 25 para determinar la resistencia de cálculo de las almas, rigidizadas o no rigidizadas frente a esfuerzos transversales aplicados a través de las alas son aplicables al ala de acero no mixta de una sección mixta y a la parte adyacente del alma.
- (2) Si la fuerza transversal actúa en combinación con los esfuerzos flector y axil, la resistencia debe comprobarse de acuerdo con el apartado 7.2 del Anejo 25.
- (3) En edificación, en un apoyo intermedio de una viga calculado utilizando el alma efectiva Clase 2 de acuerdo con el apartado 5.5.2(3), deberá disponerse de una rigidización transversal salvo que se compruebe que el alma no rigidizada tiene suficiente resistencia a aplastamiento y a pandeo

### 6.5.2 Pandeo inducido del alma por las alas

- (1) El apartado 8 del Anejo 25 es de aplicación siempre que el área  $A_{fc}$  se tome igual a la menor entre el área del ala de acero no mixta o al área homogeneizada del ala de acero mixta empleando el coeficiente de homogeneización para edades de carga tempranas.

## 6.6 Conexiones a rasante

### 6.6.1 Generalidades

#### 6.6.1.1 Bases de cálculo

- (1) Se aplica el apartado 6.6 a vigas mixtas y, según proceda, a otros tipos de elementos mixtos.

(2) Deberá disponerse conexión a rasante y armadura pasiva transversal de forma que transmitan el esfuerzo rasante entre el hormigón y el elemento de acero estructural, despreciando el efecto de la adherencia natural entre ambos.

(3) Los conectadores deben tener la capacidad de deformación suficiente para justificar cualquier redistribución inelástica del rasante supuesta en el cálculo.

(4) Los conectadores dúctiles son aquellos que tienen una capacidad de deformación suficiente para justificar la hipótesis de un comportamiento plástico ideal de la conexión a rasante en la estructura considerada.

(5) Un conectador puede considerarse dúctil si su capacidad característica de deslizamiento  $\delta_{uk}$  es, al menos, de 6 mm.

NOTA: En el Apéndice B, se recoge un método de evaluación de  $\delta_{uk}$ .

(6) Cuando se utilicen dos o más tipos distintos de conexiones a rasante en un mismo vano de una viga, debe tenerse en cuenta cualquier diferencia significativa en sus propiedades de carga-deslizamiento.

(7) Los conectadores deben ser capaces de evitar la separación del elemento de hormigón del elemento de acero, salvo que esta separación se evite por otros medios.

(8) Para evitar la separación de la losa de hormigón, los conectadores deben calcularse para resistir una tracción última nominal, perpendicular al plano del ala de acero, de al menos 0,1 veces la resistencia última de cálculo a cortante de los conectadores. Si es necesario, se podrán complementar con dispositivos de anclaje.

(9) Puede suponerse, de acuerdo con el apartado 6.6.5.7, que los pernos conectadores proporcionan la suficiente resistencia a levantamiento, salvo que la conexión a rasante esté sometida a tracción directa.

(10) Debe evitarse el fallo a rasante y la rotura de la losa de hormigón producido por esfuerzos concentrados introducidos por los conectadores.

(11) Si la disposición constructiva de los conectadores es acorde con las disposiciones correspondientes del apartado 6.6.5 y la armadura transversal es acorde con el apartado 6.6.6, puede suponerse que se cumple el apartado 6.6.1.1(10).

(12) Cuando se aplique un método de conexión para transmitir el rasante entre el elemento de acero y de hormigón, distinto de los conectadores incluidos en 6.6, el comportamiento considerado en el proyecto debe estar basado en ensayos y complementado por un modelo conceptual. Siempre que sea posible, el cálculo del elemento mixto debe ajustarse al cálculo de un elemento similar que emplee conectadores como los incluidos en el apartado 6.6.

(13) En edificación, el número de conectadores deberá ser al menos igual al esfuerzo rasante de cálculo total para el estado límite último, determinado de acuerdo con el apartado 6.6.2, dividido por la resistencia de cálculo de un conectador  $P_{Rd}$ . Para los pernos conectadores la resistencia de cálculo deberá determinarse de acuerdo con los apartados 6.6.3 ó 6.6.4, según proceda.

(14) En edificación podrán utilizarse conexiones parciales a rasante para las vigas, si todas las secciones son Clase 1 ó 2. El número de conectadores deberá entonces

determinarse por una teoría de conexiones parciales teniendo en cuenta la capacidad de deformación de los conectadores.

### 6.6.1.2 Limitación en la utilización de conexiones parciales a rasante en vigas en edificación

(1) Los pernos cuya longitud total tras la soldadura sea no menor que 4 veces su diámetro y cuyo vástago tenga un diámetro nominal no menor que 16 mm y no mayor que 25 mm, podrán considerarse como dúctiles en los siguientes límites para el grado de conexión a rasante, definidos por la relación  $\eta = n/n_f$ :

Para secciones de acero con alas iguales:

$$L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right) (0,75 - 0,03L_e), \quad \eta \geq 0,4 \quad (6.12)$$

$$L_e > 25: \quad \eta \geq 1, \quad (6.13)$$

Para secciones de acero con ala inferior de área igual a tres veces el área del ala superior:

$$L_e \leq 20: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right) (0,30 - 0,015L_e), \quad \eta \geq 0,4 \quad (6.14)$$

$$L_e > 20: \quad \eta \geq 1 \quad (6.15)$$

donde

$L_e$  es la distancia en metros en flexión positiva entre puntos de momento nulo; para vigas continuas típicas,  $L_e$  podrá tomarse como muestra la Figura A30.5.1;

$n_f$  es el número de conectadores necesarios para una conexión total a rasante para esa longitud de viga de acuerdo con los apartados 6.6.1.1(13) y 6.6.2.2(2);

$n$  es el número de conectadores dispuestos en la misma longitud.

(2) Para secciones de acero en las que el área del ala inferior es mayor que la del ala superior, pero no más de tres veces, el límite de  $\eta$  podrá determinarse de las expresiones (6.12) a (6.15) por interpolación lineal.

(3) Los pernos conectadores podrán considerarse dúctiles en un rango mayor de luces que las dadas en (1) cuando:

- (a) los pernos tengan una longitud total tras la soldadura no menor que 76 mm y un vástago de diámetro nominal de 19 mm,
- (b) el perfil de acero sea I o H laminado o soldado con alas iguales;
- (c) la losa de hormigón sea mixta con chapa de acero nervada perpendicular a la viga y costillas de hormigón continuas sobre ésta;
- (d) haya un perno por costilla de la chapa, o centrado en la costilla o alternados a los lados izquierdo y derecho de los nervios a lo largo de la longitud del vano;

(e) para la chapa nervada se cumpla que  $b_0/h_p \geq 2$  y  $h_p \leq 60 \text{ mm}$ , con la notación indicada en la Figura A30.6.13 y

(f) la fuerza  $N_c$  sea calculada de acuerdo con el método simplificado dado en la Figura A30.6.5.

Cuando estas condiciones se cumplan, la relación  $\eta$  deberá cumplir:

$$L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right) (1,0 - 0,04L_e) \quad \eta \geq 0,4 \quad (6.16)$$

$$L_e > 25: \quad \eta \geq 1 \quad (6.17)$$

NOTA: Los requisitos del apartado 6.6.1.2 se han obtenido para espaciamientos uniformes entre conectadores.

### 6.6.1.3 Espaciamiento entre conectadores en vigas para edificación

(1) Los conectadores deberán distanciarse a lo largo de la viga de modo que transmitan el esfuerzo rasante y eviten la separación entre hormigón y acero, considerando una distribución apropiada de los esfuerzos rasantes de cálculo.

(2) En voladizos y zonas de momento negativo de vigas continuas, la armadura traccionada deberá adaptarse al espaciamiento de los conectadores y deberá anclarse adecuadamente.

(3) Los conectadores dúctiles podrán distanciarse uniformemente a lo largo de la longitud entre secciones críticas adyacentes definidas en el apartado 6.1.1, siempre que:

- toda sección crítica en el vano en cuestión sea Clase 1 ó 2,
- $\eta$  cumpla el límite dado en el apartado 6.6.1.2 y
- el momento resistente plástico de la sección mixta no supere en 2,5 veces el momento resistente plástico del perfil de acero.

(4) Si el momento resistente plástico supera en 2,5 veces el momento resistente plástico del perfil de acero, deberán hacerse comprobaciones adicionales para la adecuación de la conexión a rasante aproximadamente en los puntos intermedios entre las secciones críticas adyacentes.

(5) El número requerido de conectadores podrá distribuirse entre los puntos de máximo momento positivo y un apoyo adyacente o punto de máximo momento negativo, conforme al rasante calculado por la teoría elástica de las cargas consideradas. Cuando se hace esto, no serán necesarias más comprobaciones adicionales para la adecuación de la conexión a rasante.

## 6.6.2 Esfuerzo rasante en vigas en edificación

### 6.6.2.1 Vigas en las que se utiliza la teoría elástica o no lineal para la resistencia de una o más secciones

(1) Si se aplica la teoría no lineal o elástica a las secciones, el esfuerzo rasante deberá determinarse de acuerdo con los apartados 6.2.1.4 ó 6.2.1.5, respectivamente.

### 6.6.2.2 Vigas en las que se utiliza la teoría plástica para la resistencia de las secciones

(1) El rasante total de cálculo deberá determinarse conforme a la resistencia a flexión de cálculo, teniendo en cuenta las diferencias en los esfuerzos axiales de hormigón y acero estructural en la longitud crítica.

(2) Para conexiones totales a rasante, deberán referirse a los apartados 6.2.1.2 ó 6.3.2, según proceda.

(3) Para conexiones parciales a rasante, deberán referirse a los apartado 6.2.1.3 ó 6.3.2, según proceda.

## 6.6.3 Pernos conectadores en losas macizas y hormigón de revestimiento

### 6.6.3.1 Resistencia de cálculo

(1) La resistencia a cortante de cálculo de un perno soldado automáticamente de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 14555 deberá determinarse como el menor valor entre:

$$P_{Rd} = \frac{0,8f_u\pi d^2/4}{\gamma_V} \quad (6.18)$$

o:

$$P_{Rd} = \frac{0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (6.19)$$

con:

$$\alpha = 0,2 \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{para } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4 \quad (6.20)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{para } h_{sc}/d > 4 \quad (6.21)$$

donde:

$\gamma_V$  es el coeficiente parcial de seguridad, cuyo valor será 1,25;

$d$  es el diámetro del vástago del perno,  $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$ ;

$f_u$  es la resistencia a tracción última específica del material del perno pero no superior a  $500 \text{ N/mm}^2$ ;

$f_{ck}$  es la resistencia a compresión cilíndrica característica del hormigón a la edad considerada, de densidad no inferior a  $1.750 \text{ kg/m}^3$ ;

$h_{sc}$  es la altura nominal total del perno.

(2) Los anillos de soldadura deberán cumplir con los requisitos establecidos en la norma UNE-EN ISO 13918.

(3) Cuando los pernos estén dispuestos de tal forma que puedan aparecer fuerzas de rotura en la dirección del espesor de la losa, (1) no es de aplicación.

### 6.6.3.2 Influencia de la tracción en la resistencia a rasante

(1) Cuando los pernos conectadores se encuentren sometidos a esfuerzos de tracción además del rasante, deberá calcularse la fuerza a tracción de cálculo por perno  $F_{ten}$ .

(2) Si  $F_{ten} \leq 0,1P_{Rd}$ , siendo  $P_{Rd}$  es la resistencia a cortante de cálculo definida en 6.6.3.1, el esfuerzo a tracción podrá despreciarse.

(3) Si  $F_{ten} > 0,1P_{Rd}$ , la conexión no entra en el alcance de este Código Estructural.

## 6.6.4 Resistencia de cálculo de los pernos utilizados con chapas nervadas

### 6.6.4.1 Chapas nervadas paralelas a las vigas de apoyo

(1) Los pernos se disponen en la región de hormigón con forma de nervios, véase la Figura A30.6.12. Cuando la chapa sea continua en toda la viga, el ancho del nervio  $b_0$  será igual al ancho de la corruga como indica la Figura A30.9.2. Cuando la chapa no sea continua,  $b_0$  se definirá de forma similar como indica la Figura A30.6.12. El canto del nervio deberá tomarse como  $h_p$ , el canto total de la chapa excluyendo el canto del nervio.

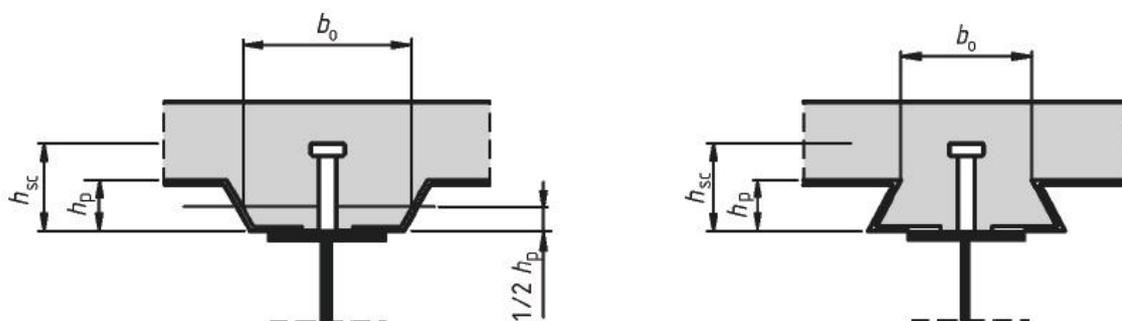


Figura A30.6.12: Viga con lamina de acero perfilado paralelo a la viga

(2) La resistencia a rasante de cálculo deberá tomarse como la resistencia en una losa maciza, véase el apartado 6.6.3.1, multiplicada por un coeficiente de reducción  $k_l$  dado por la siguiente expresión:

$$k_l = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (6.22)$$

donde

$h_{sc}$  es la altura total del perno, pero no superior a  $h_p + 75 \text{ mm}$ .

(3) Cuando la chapa no sea continua en toda la viga, y no se ancle apropiadamente a la viga, esta cara del nervio y su armadura deberá cumplir con el apartado 6.6.5.4.

### 6.6.4.2 Chapas nervadas transversales a las vigas de apoyo

(1) Siempre que se cumplan las condiciones dadas en (2) y (3), la resistencia a rasante de cálculo deberá tomarse como la resistencia en una losa maciza, calculada como establece el apartado 6.6.3.1 (salvo que  $f_u$  no supere los  $450 \text{ N/mm}^2$ ) multiplicado por el coeficiente de reducción  $k_t$  dado por:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad (6.23)$$

donde

$n_r$  es el número de pernos conectadores en una costilla en la intersección con una viga, no más de dos en total; otros símbolos se definen en la Figura A30.6.13.

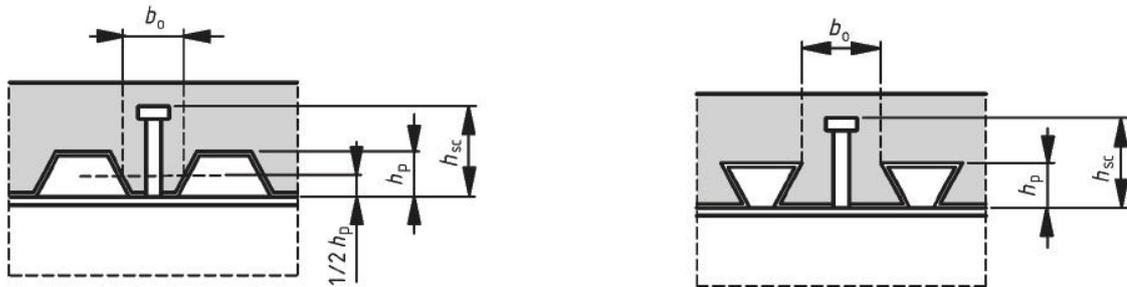


Figura A30.6.13: Viga con chapa de acero perfilado transversal a la viga

(2) El coeficiente  $k_t$  no deberá tomarse mayor que el valor apropiado  $k_{t,max}$  dado en la Tabla A30.6.2.

(3) Los valores para  $k_t$  dados en (1) y (2) son de aplicación siempre que:

- los conectadores se dispongan en los nervios con una altura  $h_p$  no superior a  $85 \text{ mm}$  y con un ancho  $b_0$  no menor que  $h_p$  y
- para soldaduras que atraviesen la chapa nervada, el diámetro de los pernos no será superior a  $20 \text{ mm}$ , o
- cuando se dejen agujeros para el paso del perno, el diámetro de los pernos no será superior a  $22 \text{ mm}$ .

Tabla A30.6.2: Límites superiores  $k_{t,max}$  para el coeficiente de reducción  $k_t$

Número de pernos conectadores por nervio	Espesor $t$ de la chapa (mm)	Pernos de diámetro no superior a $20 \text{ mm}$ y soldados a través de las chapas de acero perfilado	Chapas perfiladas con huecos para pernos de $19 \text{ mm}$ ó $22 \text{ mm}$ de diámetro
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60

	> 1,0	0,80	0,60
--	-------	------	------

#### 6.6.4.3 Cargas biaxiales en los conectadores

(1) Cuando los conectadores se dispongan para proporcionar una acción mixta tanto para una viga como para una losa mixta, la combinación de fuerzas actuantes en el perno deberá cumplir lo siguiente:

$$\frac{F_l^2}{P_{l,Rd}^2} + \frac{F_t^2}{P_{t,Rd}^2} \leq 1$$

(6.24)

donde

$F_l$  es la fuerza longitudinal de cálculo generada por la acción mixta en la viga;

$F_t$  es la fuerza transversal de cálculo generada por la acción mixta en la losa, véase el apartado 9;

$P_{l,Rd}$  y  $P_{t,Rd}$  son las resistencias de cálculo a rasante correspondientes al perno.

#### 6.6.5 Disposiciones constructivas de la conexión a rasante e influencia de la ejecución

##### 6.6.5.1 Resistencia a la separación

(1) La superficie de un conectador que resiste fuerzas de separación (por ejemplo, la cara inferior de la cabeza de un perno) deberá estar no menos de 30 mm por encima de la armadura inferior, véase la Figura A30.6.14.

##### 6.6.5.2 Recubrimiento y hormigonado en edificación

(1) La disposición constructiva de los conectadores deberá ser tal que el hormigón pueda compactarse adecuadamente alrededor de la base del conectador

(2) Si se requiere recubrimiento sobre el conectador, el valor nominal deberá ser el mayor de:

a) 20 mm, o

b) el valor recomendado en el Anejo19, Tabla A19.4.4 para armaduras pasivas, menos 5 mm.

(3) Si no se requiere recubrimiento sobre el conectador, éste podrá colocarse enrasado con la cara superior de la losa de hormigón.

(4) En la ejecución, deberán definirse tiempos y fases del hormigonado de tal forma que el hormigón endurecido no se dañe como resultado de una acción mixta limitada producida por la deformación de las vigas metálicas bajo las operaciones de hormigonado. Cuando sea posible, la deformación no deberá imponerse en la

conexión a rasante hasta que el hormigón no haya alcanzado una resistencia en probeta cilíndrica de al menos  $20 N/mm^2$ .

### 6.6.5.3 Armadura local de la losa

(1) Cuando la conexión a rasante sea adyacente al borde longitudinal de la losa de hormigón, la armadura transversal dispuesta de acuerdo con el apartado 6.6.6 debe anclarse completamente en el hormigón situado entre el borde de la losa y la fila contigua de conectadores.

(2) Para evitar la rotura longitudinal de la losa de hormigón producida por los conectadores, deben aplicarse las siguientes recomendaciones adicionales cuando la distancia desde el borde del ala de hormigón al eje de la fila más cercana de conectadores sea inferior a  $300 mm$ :

- la armadura transversal debe sustituirse por barras en U dispuestas alrededor de los conectadores,
- cuando se empleen pernos con cabeza como conectadores, la distancia desde el borde del ala de hormigón al centro del perno más cercano no debe ser inferior a  $6d$ , donde  $d$  es el diámetro nominal del perno, y las barras en U no deben tener un diámetro inferior a  $0,5d$  y
- las barras en U deben disponerse lo más bajo posible siempre que se garantice un recubrimiento inferior suficiente.

(3) En el extremo de un voladizo mixto, debe disponerse armadura local suficiente para transmitir los esfuerzos de los conectadores a la armadura longitudinal.

### 6.6.5.4 Nervios distintos de los constituidos por chapa nervada

(1) Cuando se emplee un nervio de hormigón entre la sección de acero y la cara inferior de la losa de hormigón, las caras laterales del nervio deben quedar fuera de un línea trazada a  $45^\circ$  desde el borde exterior del conectador, véase la Figura A30.6.14.

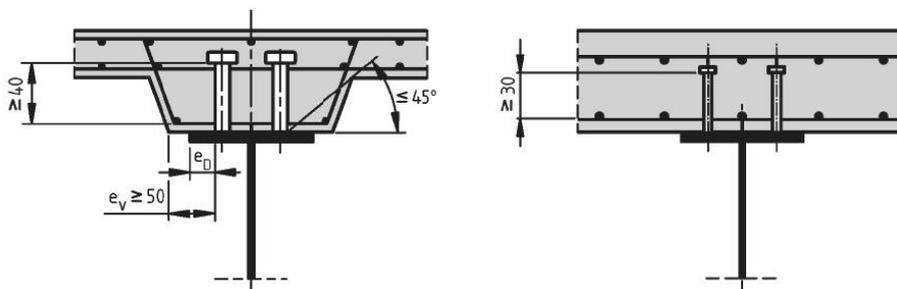


Figura A30.6.14: Disposición constructiva

(2) El recubrimiento nominal de hormigón desde la cara lateral del nervio hasta el conectador no debe ser inferior a  $50 mm$ .

(3) Deben disponerse en el nervio las suficientes barras de armadura transversal, para cumplir los requisitos del apartado 6.6.6, a no menos de  $40 mm$  libres bajo la superficie del conectador que resiste el levantamiento.

#### 6.6.5.5 Espaciamiento de los conectadores

(1) Cuando se suponga en el cálculo que la estabilidad del elemento de acero o de hormigón se asegura mediante la conexión entre ambos, el espaciamiento de los conectadores debe ser lo suficientemente cercano para que esta hipótesis sea válida.

(2) Cuando se suponga que el ala de acero comprimida es de Clase 1 ó 2 a causa del arriostramiento de los conectadores, que en otros casos sería de una Clase inferior, el espaciamiento entre centros de conectadores en la dirección de la compresión no debe ser superior a los límites siguientes:

- cuando la losa esté en contacto a lo largo de toda la longitud del ala (por ejemplo, losa maciza):  $22t_f\sqrt{235/f_y}$
- cuando la losa no esté en contacto a lo largo de toda la longitud del ala (por ejemplo, una losa con nervios perpendiculares a la viga):  $15t_f\sqrt{235/f_y}$

donde:

$t_f$  es el espesor del ala;

$f_y$  es el límite elástico nominal del ala en  $N/mm^2$ .

Además, la distancia libre desde el borde del ala comprimida a la fila de conectadores más cercana no debe ser superior a  $9t_f\sqrt{235/f_y}$ .

(3) En edificación, el máximo espaciamiento máximo entre centros de conectadores no debe superar el menor valor entre: seis veces el espesor total de la losa y 800 mm.

#### 6.6.5.6 Dimensiones del ala de acero

(1) El espesor de la chapa de acero o el ala a las que se suelda el conectador debe ser suficiente para permitir la soldadura adecuada y la transmisión apropiada de la carga desde el conectador a la chapa sin que se produzca fallo local o deformación excesiva.

(2) En edificación, la distancia  $e_D$  entre el borde de un conectador y el borde del ala de la viga a la que está soldado, véase Figura A30.6.14, no debe ser inferior a 20 mm.

#### 6.6.5.7 Pernos conectadores

(1) La longitud total de un perno no debe ser inferior a  $3d$ , donde  $d$  es el diámetro del vástago.

(2) La cabeza debe tener un diámetro no inferior a  $1,5d$  y un espesor no inferior a  $0,4d$ .

(3) Para elementos traccionados y sometidos a cargas de fatiga, el diámetro de un perno soldado no debe superar 1,5 veces el espesor del ala a la que está soldado, salvo que se disponga de información de ensayos que establezcan la resistencia a fatiga del perno como conectador. Esto también es de aplicación en pernos situados directamente sobre un alma.

(4) El espaciamiento entre pernos en la dirección del esfuerzo rasante no debe ser inferior a  $5d$ ; el espaciamiento en la dirección transversal al esfuerzo rasante no debe ser inferior a  $2,5d$  en losas macizas y  $4d$  en otros casos.

(5) Salvo que los pernos se dispongan directamente en el alma, el diámetro de un perno soldado no debe ser superior a 2,5 veces el espesor de la parte a la que esté soldado, salvo que se disponga de información de ensayos que establezcan la resistencia del perno como conector.

### 6.6.5.8 Pernos conectadores en chapas nervadas en edificación

(1) La altura nominal de un conector deberá ser mayor o igual que  $2d$  sobre la parte superior de la chapa nervada, donde  $d$  es el diámetro del vástago.

(2) El ancho mínimo de las corrugas que se van a rellenar de hormigón no deberá ser menor que  $50\text{ mm}$ .

(3) Cuando la chapa sea tal que los pernos no puedan disponerse en el centro del corrugado, deberán disponerse alternativamente a ambos lados del corrugado, a lo largo de la longitud del vano.

## 6.6.6 Rasante en losas de hormigón

### 6.6.6.1 Generalidades

(1) La armadura transversal en la losa deberá dimensionarse en estado límite último para evitar el fallo prematuro por rasante o roturas longitudinales.

(2) La tensión de rasante de cálculo para cualquier superficie susceptible de fallar por rasante en la losa  $v_{Ed}$  no deberá superar la resistencia a rasante de cálculo de la superficie de rasante considerada.

(3) La longitud de la superficie de rasante b-b mostrada en la Figura A30.6.15 deberá tomarse igual a  $2h_{sc}$  más el diámetro de la cabeza cuando los pernos conectadores se colocan en fila o al tresbolillo, o igual a  $(2h_{sc} + s_t)$  más el diámetro de la cabeza del perno conector si se disponen en parejas, donde  $h_{sc}$  es la altura del perno y  $s_t$  es el espaciamiento transversal entre centros de conectadores.

(4) El rasante de cálculo por unidad de longitud de la viga en una superficie de rasante deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.6.2 y ser coherente con el dimensionamiento y espaciamiento de los conectadores. Podrá tenerse en cuenta la variación de rasante en el ancho del ala de hormigón.

(5) Para cada tipo de superficie considerada, la tensión de rasante de cálculo  $v_{Ed}$  deberá determinarse a partir del rasante de cálculo por unidad de longitud de la viga, considerando el número de planos de rasante y la longitud de la superficie de rasante.

### 6.6.6.2 Resistencia a rasante de cálculo

- (1) La resistencia de cálculo a rasante del ala de hormigón (planos de rasante  $a - a$  mostrados en la Figura A30.6.15) deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.4 del Anejo 19.
- (2) En ausencia de cálculos más precisos, la resistencia de cálculo a rasante de cualquier superficie susceptible de fallar a rasante en el ala o nervio podrá determinarse según el apartado 6.2.4(4) del Anejo 19. Para una superficie de transmisión de rasante alrededor de los conectadores (como la superficie  $b - b$  en la Figura A30.6.15), la dimensión  $h_f$  deberá tomarse como la longitud de la superficie de transmisión de rasante.
- (3) La armadura transversal efectiva por unidad de longitud,  $A_{sf}/s_f$  en el Anejo 19, deberá ser como muestra la Figura A30.6.15, en la que  $A_b$ ,  $A_t$  y  $A_{bh}$  son áreas de armadura por unidad de longitud de la viga, anclada de acuerdo con el apartado 8.4 del Anejo 19 para armadura longitudinal.
- (4) Cuando se utilice una combinación de elementos prefabricados y de hormigón "in situ", la resistencia a rasante deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.5 del Anejo 19.

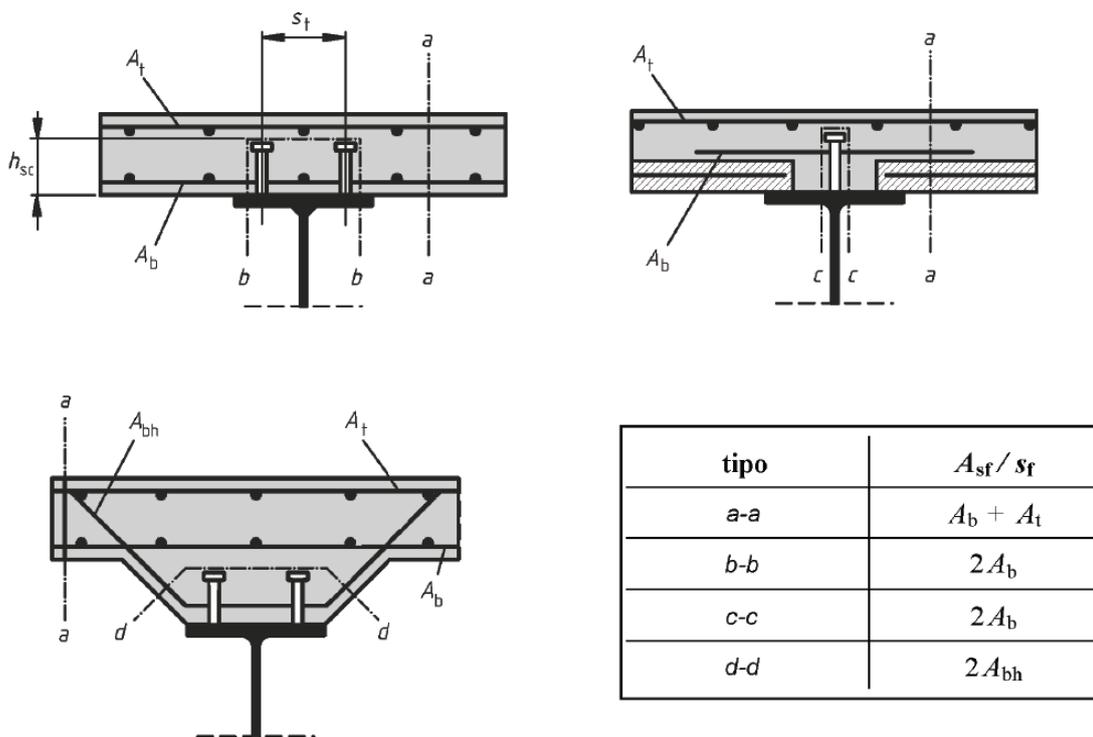


Figura A30.6.15: Superficies potenciales de rotura a rasante

### 6.6.6.3 Armadura transversal mínima

- (1) El área mínima de armadura deberá determinarse de acuerdo con el apartado 9.2.2(5) del Anejo 19 utilizando las definiciones apropiadas a la armadura transversal.

**6.6.6.4 Rasante y armadura transversal en vigas de edificación**

- (1) Cuando se utilice una chapa de acero nervada y la superficie de rasante cruce el canto de la losa (como en la superficie a-a en la Figura A30.6.16), la dimensión de  $h_f$  deberá tomarse como el espesor del hormigón sobre la chapa.
- (2) Cuando se utilice una chapa nervada transversal a la viga y la resistencia de cálculo de los pernos se determine utilizando el coeficiente de reducción apropiado  $k_t$  como se indica en el apartado 6.6.4.2, no será necesario considerar superficies de rasante del tipo b – b de la Figura A30.6.16.
- (3) Salvo que se compruebe por ensayos, para las superficies tipo c – c de la Figura A30.6.16, el canto de la chapa no deberá incluirse en  $h_f$ .
- (4) Cuando la chapa nervada con agarre mecánico o por fricción y con costillas transversales a la viga sea continua a lo largo del ala superior de la viga de acero, se podrá considerar su contribución a la armadura transversal para una superficie de rasante tipo a-a, sustituyendo en la expresión (6.21) del apartado 6.2.4(4) del Anejo 19 por:

$$\frac{A_{sf}f_{yd}}{s_f} + A_{pe}f_{yp,d} > v_{Ed}h_f / \cot \theta \tag{6.25}$$

donde

$A_{pe}$  es el área eficaz de la sección de la chapa nervada por unidad de longitud de la viga, véase el apartado 9.7.2(3); para chapas con agujeros, deberá utilizarse el área neta;

$f_{yp,d}$  es el límite elástico de cálculo.

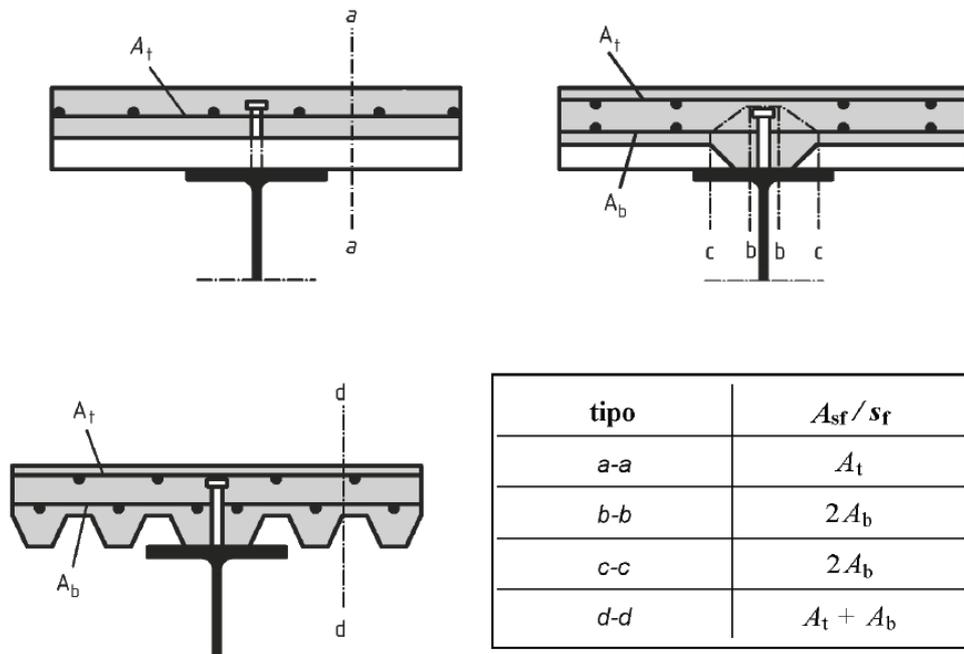


Figura A30.6.16: Superficies típicas susceptibles de fallar por cortante con chapas nervadas

(5) Cuando la chapa nervada con costillas transversales a la viga sea discontinua a lo largo del ala superior de la viga de acero y los pernos conectadores estén soldados a la viga de acero directamente a través de la chapa nervada, el término  $A_{pe}f_{yp,d}$  en la expresión (6.25) deberá sustituirse por:

$$P_{pb,Rd}/s \quad \text{si} \quad \leq A_{pe}f_{yp,d} \quad (6.26)$$

donde:

- $P_{pb,Rd}$  es la capacidad resistente de cálculo de un perno soldado a través de la chapa de acuerdo con el apartado 9.7.4;
- $s$  es el espaciamiento longitudinal entre centros de pernos eficaces en el anclaje de la chapa.

(6) Con la chapa nervada, el requisito de armadura mínima se refiere al área de hormigón sobre la chapa.

## 6.7 Pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos

### 6.7.1 Generalidades

(1) Se aplica este apartado para el cálculo de pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos con secciones embebidas en hormigón, secciones parcialmente embebidas y tubos rectangulares o circulares rellenos de hormigón, véase la Figura A30.6.17.

(2) Este apartado es de aplicación para pilares y elementos a compresión con aceros S235 a S460 y hormigón convencional de resistencia característica  $f_{ck}$  20 N/mm<sup>2</sup> a  $f_{ck}$  50 N/mm<sup>2</sup>.

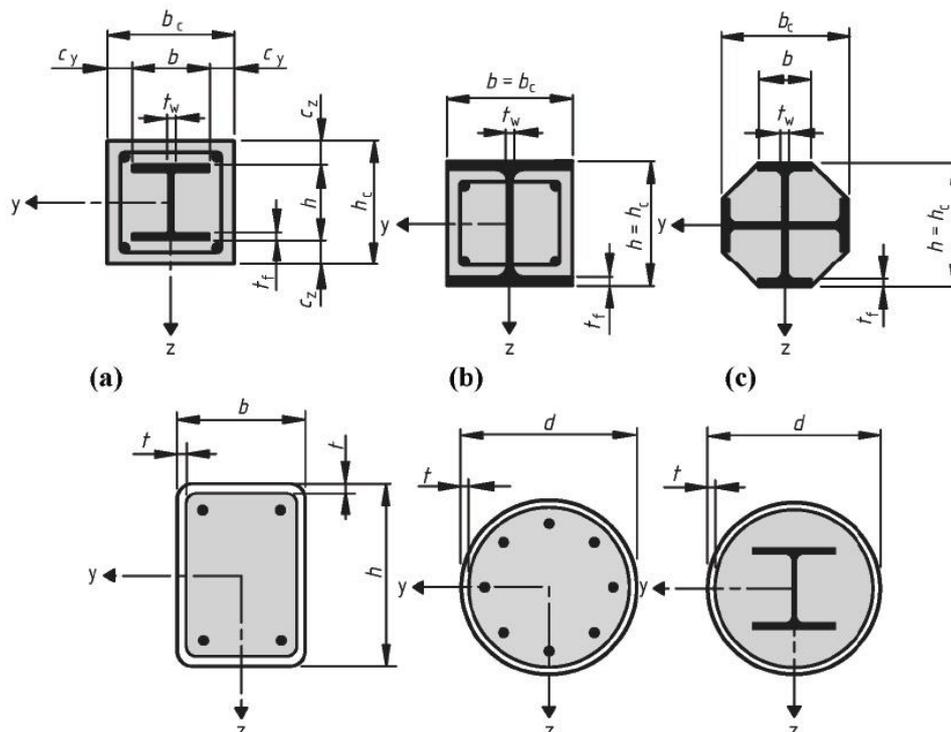


Figura A30.6.17: Secciones típicas de pilares mixtos y notación

(3) Este apartado es de aplicación para pilares aislados, pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos en estructuras aporticadas en las que los otros elementos estructurales sean mixtos o de acero.

(4) El coeficiente de contribución del acero  $\delta$  debe cumplir la siguiente condición:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9 \tag{6.27}$$

donde  $\delta$  se define en el apartado 6.7.3.3(1).

(5) Los pilares mixtos o los elementos comprimidos de cualquier sección deben comprobarse a:

- resistencia del elemento de acuerdo con los apartados 6.7.2 ó 6.7.3;
- resistencia a la abolladura de acuerdo con (8) y (9) siguientes;
- introducción de cargas de acuerdo con el apartado 6.7.4.2 y
- resistencia a rasante entre elementos de acero y hormigón de acuerdo con el apartado 6.7.4.3.

(6) Se dan dos métodos de cálculo:

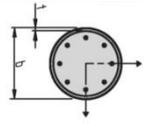
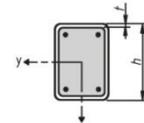
- un método general en el apartado 6.7.2 cuyo alcance incluye elementos con secciones no simétricas o de sección variable a lo largo del pilar y
- un método simplificado en el apartado 6.7.3 para elementos con secciones doblemente simétricas y de sección constante a lo largo de la longitud del elemento.

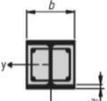
(7) Para elementos mixtos comprimidos sometidos a momentos flectores y fuerzas normales resultantes de acciones independientes, el coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_F$  para estos esfuerzos que conducen a un aumento de la resistencia deben reducirse un 20%.

(8) Deberá considerarse en el cálculo la influencia en la resistencia de la abolladura de la sección de acero.

(9) Podrán desprejarse los efectos de la abolladura para secciones de acero totalmente embebidas, de acuerdo con el apartado 6.7.5.1(2) y para otros tipos de secciones, siempre que no se superen los valores máximos de la Tabla A30.6.3.

Tabla A30.6.3: Valores máximos de  $(d/t)$ ,  $(h/t)$  y  $(b/t_f)$  con  $f_y$  en  $N/mm^2$

Sección	$\max\left(\frac{d}{t}\right), \max\left(\frac{h}{t}\right)$ y $\max\left(\frac{b}{t}\right)$
Secciones huecas circulares de acero	 $\max\left(\frac{d}{t}\right) = 90 \frac{235}{f_y}$
Secciones huecas rectangulares de acero	 $\max\left(\frac{h}{t}\right) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Secciones en I parcialmente embebidas		$\max\left(\frac{b}{t_f}\right) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
--	---	--

### 6.7.2 Método general de cálculo

(1) El dimensionamiento de la estabilidad estructural deberá tener en cuenta los efectos de segundo orden incluyendo las tensiones residuales, las imperfecciones geométricas, la inestabilidad local, la fisuración del hormigón, la fluencia y la retracción del hormigón y la plastificación de acero estructural y de la armadura. El dimensionamiento deberá garantizar que la inestabilidad no se produce para la combinación de acciones más desfavorable en los estados límite últimos y que la resistencia de las secciones individuales sometidas a flexión, fuerzas longitudinales y cortantes no se superan.

(2) Los efectos de segundo orden deberán considerarse en cualquier dirección en la que pueda producirse el fallo, si afectan de forma significativa a la estabilidad estructural.

(3) Los esfuerzos deberán determinarse mediante un análisis elasto-plástico.

(4) Podrá suponerse que las secciones planas permanecen planas. Entre los componentes de acero y hormigón del elemento, podrá suponerse una acción mixta completa hasta el fallo.

(5) Deberá despreciarse la resistencia a tracción del hormigón. Podrá tenerse en cuenta la influencia de la contribución del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) en la resistencia a flexión.

(6) Los efectos de la retracción y la fluencia deberán considerarse si pueden reducir la estabilidad estructural de forma significativa.

(7) Por simplificación, los efectos de fluencia y retracción podrán despreciarse, si el aumento de momentos de primer orden debido a la deformación de fluencia y al esfuerzo axial resultante de cargas permanentes no supera el 10%.

(8) Deberá aplicarse el siguiente diagrama tensión-deformación en el análisis no lineal:

- para el hormigón comprimido el indicado en el apartado 3.1.5 del Anejo 19;
- para el acero de armaduras pasivas el indicado en el apartado 3.2.7 del Anejo 19;
- para el acero estructural el indicado en el apartado 5.4.3(4) del Anejo 22.

(9) Por simplificación, en vez del efecto de tensiones residuales e imperfecciones geométricas, podrán utilizarse imperfecciones de arco iniciales equivalentes (imperfecciones del elemento) de acuerdo con la Tabla A30.6.5.

### 6.7.3 Métodos simplificados de cálculo

#### 6.7.3.1 Generalidades y alcance

(1) El alcance de este método simplificado se limita a elementos de sección doblemente simétrica y de sección constante a lo largo del elemento con perfiles de acero laminado, conformados en frío o armados. El método simplificado no es de aplicación si el elemento de acero estructural está formado por dos o más secciones inconexas. La esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  definida en el apartado 6.7.3.3 debe cumplir la siguiente condición:

$$\bar{\lambda} \leq 2,0 \tag{6.28}$$

(2) Para una sección de acero totalmente embebida, véase la Figura A30.6.17a, los límites para el espesor máximo del recubrimiento de hormigón que pueden emplearse en el cálculo son:

$$\max c_z = 0,3h \quad \max c_y = 0,4b \tag{6.29}$$

(3) La armadura longitudinal que se puede emplear en el cálculo no debe superar el 6% del área de hormigón.

(4) El cociente entre el canto y el ancho de la sección mixta debe estar dentro de los límites 0,2 y 5,0.

### 6.7.3.2 Resistencia de las secciones

(1) La resistencia plástica a compresión  $N_{pl,Rd}$  de una sección mixta debe calcularse sumando las resistencias plásticas de sus elementos:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \tag{6.30}$$

La expresión (6.30) es de aplicación para secciones de acero embebidas o parcialmente embebidas en hormigón. Para secciones rellenas de hormigón se puede sustituir el coeficiente 0,85 por 1,0.

(2) La resistencia de una sección a flexión compuesta y la correspondiente curva de interacción se pueden calcular suponiendo una distribución de tensiones rectangular como la que se muestra en la Figura A30.6.18, considerando el esfuerzo cortante de cálculo  $V_{Ed}$  de acuerdo con (3). Deberá despreciarse la resistencia a tracción del hormigón.

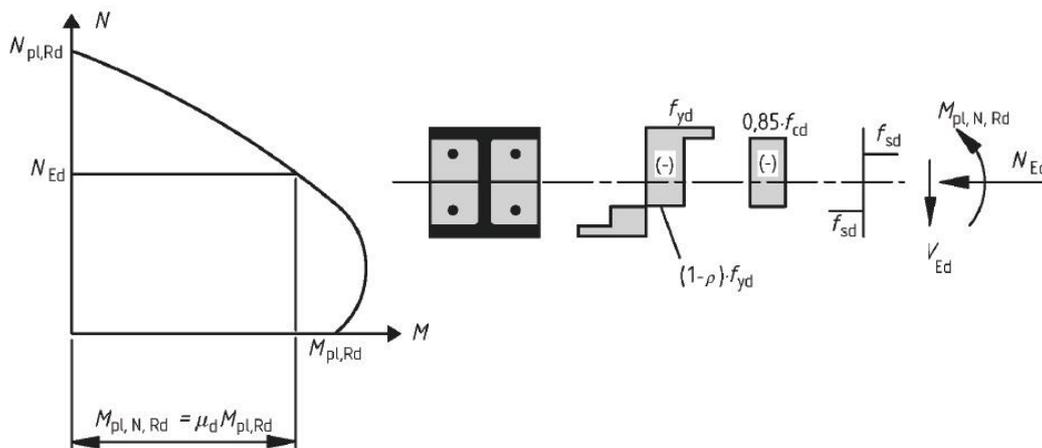


Figura A30.6.18: Curva de interacción para flexión compuesta

(3) Debe considerarse la influencia de los esfuerzos cortantes en los esfuerzos a flexión y axil al determinar la curva de interacción, si el esfuerzo cortante  $V_{a,Ed}$  de la sección de acero supera el 50% de la resistencia a cortante de cálculo  $V_{pl,a,Rd}$  de la sección de acero, véase el apartado 6.2.2.2.

Cuando  $V_{a,Ed} > 0,5V_{pl,a,Rd}$ , debe tenerse en cuenta la influencia del cortante en la resistencia a flexión compuesta mediante una resistencia reducida del acero  $(1 - \rho)f_{yd}$  en el área de cortante  $A_V$  de acuerdo con el apartado 6.2.2.4(2) y la Figura A30.6.18.

La resistencia a cortante  $V_{c,Ed}$  de la parte de hormigón armado debe comprobarse de acuerdo con el apartado 6.2 del Anejo 19.

(4) Salvo que se utilice un análisis más preciso,  $V_{Ed}$  puede dividirse en  $V_{a,Ed}$  actuando sobre el acero estructural y  $V_{c,Ed}$  actuando sobre la sección de hormigón armado mediante:

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (6.31)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (6.32)$$

donde:

$M_{pl,a,Rd}$  es el momento plástico resistente de la sección de acero y

$M_{pl,Rd}$  es el momento plástico resistente de la sección mixta.

Por simplificación, puede suponerse que  $V_{Ed}$  actúa únicamente sobre la sección de acero.

(5) Como simplificación, la curva de interacción puede remplazarse por un diagrama poligonal (la línea discontinua de la Figura A30.6.19). La Figura A30.6.19 muestra un ejemplo de distribución plástica de tensiones de una sección totalmente embebida para los puntos A a D.  $N_{pm,Rd}$  debe tomarse como  $0,85f_{cd}A_c$  para secciones total y parcialmente embebidas en hormigón, véanse las Figuras 6.17(a) – (c), y como  $f_{cd}A_c$  para secciones rellenas de hormigón, véanse las Figuras 6.17(d) – (f).

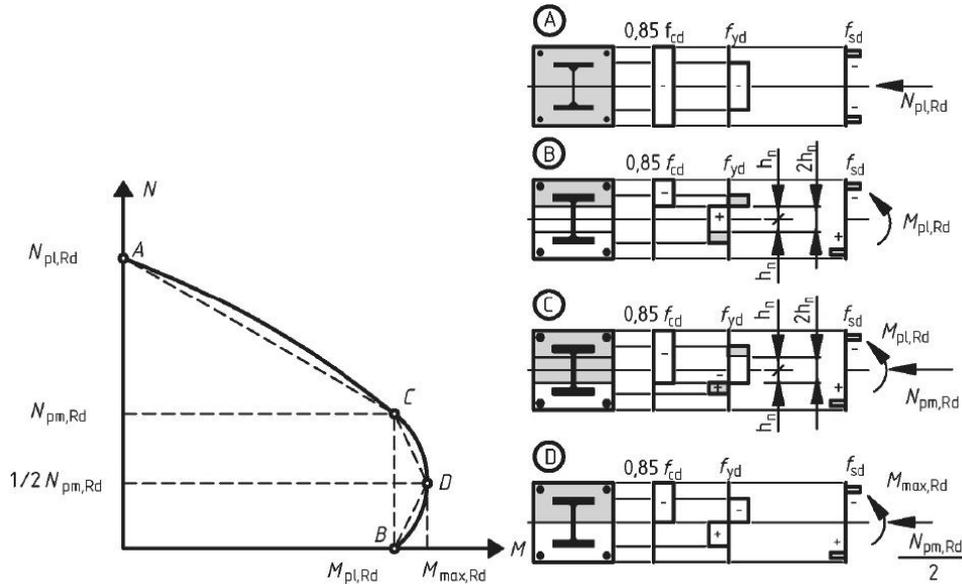


Figura A30.6.19: Curva de interacción simplificada y las distribuciones de tensiones correspondientes

(6) Para tubos de sección circular rellenos de hormigón, debe considerarse el aumento de la resistencia del hormigón producida por el confinamiento, siempre que la esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  definida en el apartado 6.7.3.3 no supere a 0,5 y  $e/d < 0,1$ , donde  $e$  es la excentricidad de la carga dada por  $M_{Ed}/N_{Ed}$  y  $d$  es el diámetro exterior del pilar. La resistencia plástica a compresión puede calcularse entonces a partir de la siguiente expresión:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left( 1 + \eta_c \frac{t f_y}{d f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (6.33)$$

donde

$t$  es el espesor de la pared del tubo de acero.

Para elementos con  $e = 0$ , los valores  $\eta_a = \eta_{a0}$  y  $\eta_c = \eta_{c0}$  se dan en las siguientes expresiones:

$$\eta_{a0} = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}) \quad (\text{si } \bar{\lambda} \leq 1,0) \quad (6.34)$$

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \quad (\text{si } \bar{\lambda} \geq 0) \quad (6.35)$$

Para elementos a flexión compuesta con  $0 < e/d \leq 0,1$ , los valores de  $\eta_a$  y  $\eta_c$  deben determinarse según (6.36) y (6.37), donde  $\eta_{a0}$  y  $\eta_{c0}$  se dan en (6.34) y (6.35):

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0})(10e/d) \quad (6.36)$$

$$\eta_c = \eta_{c0}(1 - 10e/d) \quad (6.37)$$

Para  $e/d > 0,1$ ,  $\eta_a = 1,0$  y  $\eta_c = 0$ .

### 6.7.3.3 Resistencia a flexión efectiva, coeficiente de contribución del acero y esbeltez relativa

- (1) El coeficiente de contribución del acero  $\delta$  se define como:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (6.38)$$

donde

$N_{pl,Rd}$  es la resistencia plástica a compresión definida en el apartado 6.7.3.2(1).

- (2) La esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  en el plano de flexión considerado se da como:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (6.39)$$

donde

$N_{pl,Rk}$  es el valor característico de la resistencia plástica a compresión dado por (6.30) si, en vez de las resistencias de cálculo, se utilizan los valores característicos;

$N_{cr}$  es el axil elástico crítico para el modo de pandeo correspondiente, calculado con la rigidez a flexión efectiva  $(EI)_{eff}$  determinada de acuerdo con (3) y (4).

- (3) Para la determinación de la esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  y del axil elástico crítico  $N_{cr}$ , el valor característico de la rigidez a flexión efectiva  $(EI)_{eff}$  de una sección de un pilar mixto deberá calcularse como:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c \quad (6.40)$$

donde

$K_e$  es un coeficiente de corrección que debe tomarse como 0,6.

$I_a, I_c$  e  $I_s$  son, respectivamente, los momentos de inercia de la sección de acero estructural, de la sección no fisurada de hormigón y de la armadura para el plano de flexión considerado.

- (4) Deberá considerarse la influencia de los efectos diferidos en la rigidez a flexión elástica efectiva. El módulo de elasticidad del hormigón  $E_{cm}$  debe reducirse al valor  $E_{c,eff}$  de acuerdo con la siguiente expresión:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + \left( \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \right) \varphi_t} \quad (6.41)$$

donde

$\varphi_t$  es el coeficiente de fluencia de acuerdo con el apartado 5.4.2.2(2);

$N_{Ed}$  es el esfuerzo axil de cálculo;

$N_{G,Ed}$  es la parte permanente de este esfuerzo.

#### 6.7.3.4 Métodos de análisis e imperfecciones de los elementos

- (1) Para la comprobación del elemento, el cálculo deberá basarse en un análisis elástico lineal de segundo orden.

(2) Para el cálculo de esfuerzos de cálculo, el valor de la rigidez eficaz a flexión  $(EI)_{eff,II}$  deberá obtenerse de la siguiente expresión:

$$(EI)_{eff,II} = K_0(E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (6.42)$$

donde

$K_{e,II}$  es un coeficiente de corrección que debe tomarse como 0,5;

$K_0$  es un coeficiente de calibración que debe tomarse como 0,9.

Deben tenerse en cuenta los efectos diferidos de acuerdo con el apartado 6.7.3.3(4).

(3) No es necesario considerar los efectos de segundo orden cuando se aplique el apartado 5.2.1(3) y la carga elástica crítica se determine con la rigidez a flexión  $(EI)_{eff,II}$  especificada en (2).

(4) La influencia de las imperfecciones geométricas y estructurales podrán tenerse en cuenta considerando imperfecciones geométricas equivalentes. Las imperfecciones equivalentes del elemento para pilares mixtos se dan en la Tabla A30.6.5, donde  $L$  es la longitud del pilar.

(5) Los efectos de segundo orden pueden considerarse en cualquier sección del soporte multiplicando el momento flector de cálculo de primer orden  $M_{Ed}$  por el coeficiente  $k$  dado por:

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}}, \quad \geq 1,0 \quad (6.43)$$

donde

$N_{cr,eff}$  es el axil crítico según el eje de estudio, obtenido considerando la rigidez a flexión efectiva especificada en el apartado 6.7.3.4(2), considerando como longitud eficaz la longitud del pilar;

$\beta$  es el coeficiente para obtener un momento equivalente y viene dado en la Tabla A30.6.4.

### 6.7.3.5 Resistencia de los elementos comprimidos

(1) Los elementos sometidos a un estado de compresión simple podrán comprobarse utilizando un análisis de segundo orden de acuerdo con el apartado 6.7.3.6 teniendo en cuenta las imperfecciones geométricas.

(2) Como simplificación en elementos solicitados por una compresión axial, el axil de cálculo  $N_{Ed}$  deberá satisfacer:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.44)$$

donde

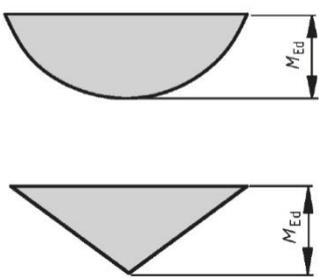
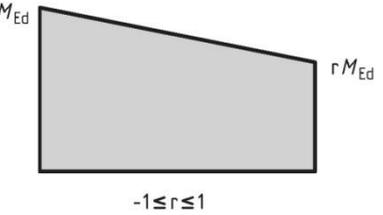
$N_{pl,Rd}$  es la resistencia plástica a compresión simple de la sección mixta de acuerdo con el apartado 6.7.3.2(1), considerando un

$f_{yd}$  afectado por el coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_{M1}$  dado por el apartado 6.1(1) del Anejo 22;

$\chi$  es el coeficiente de reducción para el modo de pandeo pertinente, obtenido según lo dispuesto por el apartado 6.3.1.2 del Anejo 22 en función de la esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  del soporte.

En la Tabla A30.6.5 se indican las curvas de pandeo a considerar en el cálculo de soportes para diferentes tipos de secciones mixtas, siendo  $\rho_s$  la cuantía de armadura  $A_s/A_c$ .

Tabla A30.6.4: Coeficiente  $\beta$  para la determinación de los momentos de cálculo de segundo orden

Distribución de momentos	Coeficiente de momentos $\beta$	Comentarios
	<p>Momentos flectores de primer orden debidos a la imperfección del elemento o a la carga lateral:</p> $\beta = 1,0$	<p><math>M_{Ed}</math> es el momento flector máximo en despreciando los efectos de segundo orden</p>
	<p>Momentos en los extremos:</p> $\beta = 0,66 + 0,44r$ <p>Con <math>\beta \geq 0,44</math></p>	<p><math>M_{Ed}</math> y <math>rM_{Ed}</math> son los momentos en los extremos provenientes de los análisis globales de primer y segundo orden</p>

### 6.7.3.6 Resistencia de los elementos sometidos a flexión compuesta

(1) Debe cumplirse la siguiente expresión basada en la curva de interacción determinada de acuerdo con el apartado 6.7.3.2 (2)–(5):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \tag{6.45}$$

donde

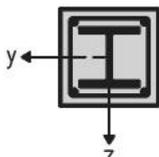
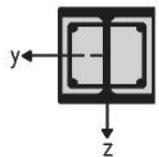
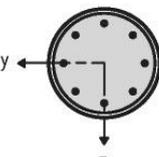
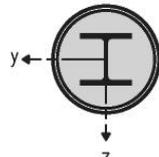
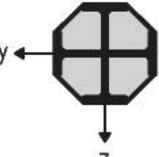
$M_{Ed}$  es el mayor de los momentos de los extremos y el máximo momento flector en la longitud del pilar, calculado de acuerdo con el apartado 6.7.3.4, incluyendo las imperfecciones y los efectos de segundo orden si es necesario;

$M_{pl,N,Rd}$  es el momento plástico resistente concomitante con un esfuerzo axial  $N_{Ed}$ , dado por  $\mu_d M_{pl,Rd}$ , véase la Figura A30.6.18;

$M_{pl,Rd}$  es el momento plástico resistente, representado por el punto B en la Figura A30.6.19.

Para calidades de acero entre S235 y S355, ambos inclusive, el coeficiente  $\alpha_M$  debe tomarse como 0,9 y para calidades entre S420 y S460 como 0,8.

Tabla A30.6.5: Curvas de pandeo e imperfecciones equivalentes para pilares mixtos

Sección	Límites	Eje de pandeo	Curva de pandeo	Imperfección del elemento
Secciones embebidas en hormigón 		y - y	b	L/200
		z - z	c	L/150
Secciones parcialmente embebidas en hormigón 		y - y	b	L/200
		z - z	c	L/150
Secciones de acero huecas circulares y rectangulares 	$\rho_s \leq 3\%$	Cualquiera	a	L/300
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	Cualquiera	b	L/200
Secciones circulares de acero huecas con un perfil en I adicional 		y - y	b	L/200
		z - z	b	L/200
Secciones parcialmente embebidas en hormigón con dobles T en cruz 		Cualquiera	b	L/200

(2) El valor de  $\mu_d = \mu_{dy}$  o  $\mu_{dz}$ , véase la Figura A30.6.20, se refiere al valor de cálculo del momento plástico resistente  $M_{pl,Rd}$  para el plano de flexión considerado. Deben utilizarse únicamente los valores de  $\mu_d$  mayores de 1,0 cuando el momento flector  $M_{Ed}$  depende directamente de la acción del esfuerzo axial  $N_{Ed}$ , por ejemplo, cuando el momento flector  $M_{Ed}$  resulte de una excentricidad del axil  $N_{Ed}$ . En otros casos, es necesaria una comprobación adicional de acuerdo con el apartado 6.7.1(7).

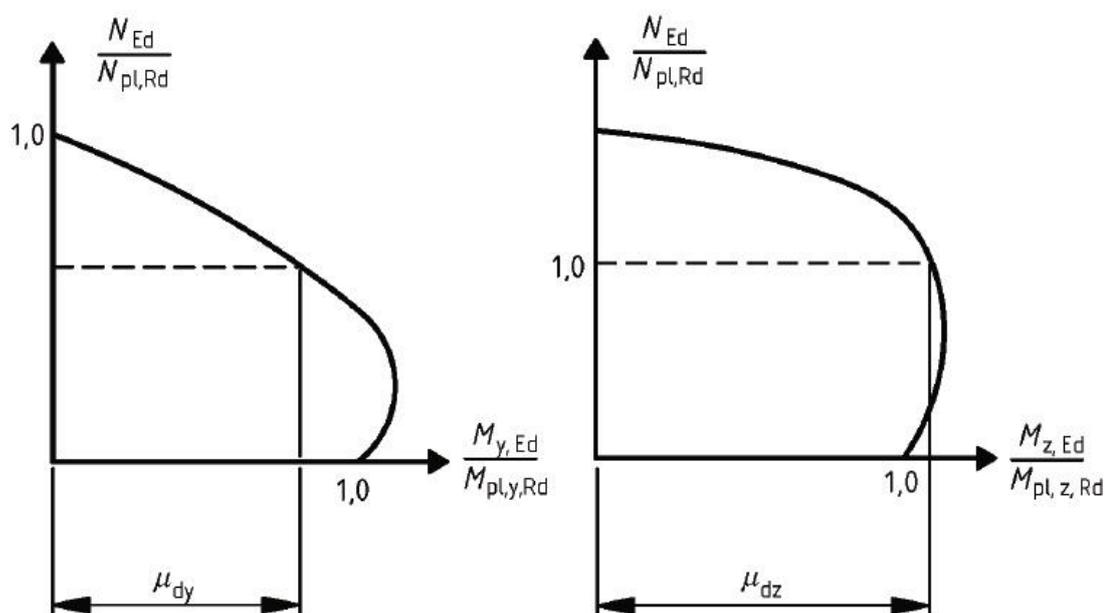


Figura A30.6.20: Cálculo de la flexión compuesta esviada

### 6.7.3.7 Flexión compuesta esviada

(1) En pilares mixtos y elementos sometidos a flexión compuesta esviada, los valores  $\mu_{dy}$  y  $\mu_{dz}$  de la Figura A30.6.20 pueden calcularse de acuerdo con el apartado 6.7.3.6 de forma independiente para cada eje. Únicamente deben considerarse las imperfecciones en el plano en el que se espera que se produzca el fallo. Si no es evidente qué plano es más crítico, deberán comprobarse ambos planos.

(2) Para la comprobación de estabilidad, deben satisfacerse las siguientes condiciones en todas las secciones del pilar:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy}M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \qquad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz}M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \qquad (6.46)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy}M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz}M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \qquad (6.47)$$

donde:

$M_{pl,y,Rd}$  y  $M_{pl,z,Rd}$  son los momentos plásticos resistentes del plano de flexión correspondiente;

$M_{y,Ed}$  y  $M_{z,Ed}$  son los momentos flectores de cálculo incluyendo los efectos de segundo orden y las imperfecciones de acuerdo con el apartado 6.7.3.4;

$\mu_{dy}$  y  $\mu_{dz}$  se definen en el apartado 6.7.3.6;

$\alpha_{M,y}$  y  $\alpha_{M,z}$  se dan en el apartado 6.7.3.6(1).

## 6.7.4 Conexiones a rasante e introducción de cargas

### 6.7.4.1 Generalidades

(1) Deberán adoptarse disposiciones en las regiones de introducción de cargas para que los esfuerzos aplicados en elementos conectados en sus extremos y las cargas aplicadas a lo largo de los mismos se distribuyan entre los elementos de acero y hormigón, considerando la resistencia a rasante en el contacto acero-hormigón. Deberá asegurarse un mecanismo claro de transferencia para que no se produzca un desplazamiento excesivo entre las superficies en contacto que invalide las hipótesis de cálculo.

(2) Cuando los pilares mixtos y los elementos comprimidos estén sometidos a cortantes significativos, como por ejemplo el debido a una carga transversal puntual y a momentos en los extremos, deberán tomarse las medidas necesarias para transferir el esfuerzo rasante correspondiente entre las superficies de contacto acero-hormigón.

(3) En pilares solicitados por cargas axiales y en elementos comprimidos, no será necesario considerar el esfuerzo rasante fuera de las zonas de introducción de las cargas.

### 6.7.4.2 Introducción de las cargas

(1) Deberán disponerse conectadores en las zonas de introducción de cargas y en las de cambio de sección transversal, si la resistencia a rasante de cálculo  $\tau_{Rd}$ , véase el apartado 6.7.4.3, se supera en el contacto entre acero y hormigón. Los esfuerzos rasantes deberán determinarse a partir del cambio de esfuerzos en las secciones de acero y hormigón armado en la longitud de introducción de las cargas. Si las cargas se introducen únicamente en la sección de hormigón, deberán tenerse en cuenta los valores resultantes del análisis elástico considerando la fluencia y la retracción. En caso contrario, los esfuerzos en el contacto deberán determinarse por la teoría elástica o plástica, para determinar el caso más limitante.

(2) En ausencia de un método más preciso, la longitud de introducción de las cargas no deberá superar  $2d$  ó  $L/3$ , donde  $d$  es la dimensión transversal mínima del pilar y  $L$  la longitud del pilar.

(3) En pilares mixtos y elementos comprimidos no será necesario disponer conexiones a rasante para la introducción de cargas mediante chapas en los extremos, si todo el contacto entre la sección de hormigón y la chapa del extremo esté comprimida de forma permanente, teniendo en cuenta el efecto de la fluencia y la retracción. De otro modo, la introducción de la carga deberá comprobarse de acuerdo con (5). En tubos rellenos de hormigón de sección circular, el efecto debido al confinamiento podrá tenerse en cuenta si se cumplen las condiciones indicadas en el apartado 6.7.3.2(6), utilizando los valores  $\eta_a$  y  $\eta_c$  para  $\bar{\lambda} = 0$ .

(4) Cuando los pernos conectadores estén unidos al alma de una sección doble T, o similar, de acero total o parcialmente embebida en hormigón, podrán tenerse en cuenta las fuerzas de fricción que se desarrollan al oponerse a la expansión lateral del hormigón por las alas de acero adyacentes. Dicha resistencia podrá añadirse a la calculada de los conectadores. La resistencia adicional podrá asumirse como  $\mu P_{Rd}/2$  en cada ala y en cada fila horizontal de pernos, como muestra la Figura A30.6.21, donde  $\mu$  es el coeficiente de rozamiento correspondiente. En secciones de acero sin pintura,  $\mu$  podrá tomarse como 0,5.  $P_{Rd}$  es la resistencia de un único perno de acuerdo con el apartado 6.6.3.1. En ausencia de ensayos que aporten una información más precisa, la distancia libre entre alas no deberá superar los valores dados en la Figura A30.6.21.

(5) Si la sección se carga parcialmente (como por ejemplo en la Figura A30.6.22a), las cargas podrán distribuirse con una relación de 1: 2,5 a lo largo del espesor  $t_e$  de la chapa del extremo. Las tensiones en el hormigón deberán limitarse en el área de la introducción de cargas eficaces, para secciones huecas rellenas de hormigón de acuerdo con (6) y para cualquier otro tipo de sección de acuerdo con el apartado 6.7 del Anejo 19.

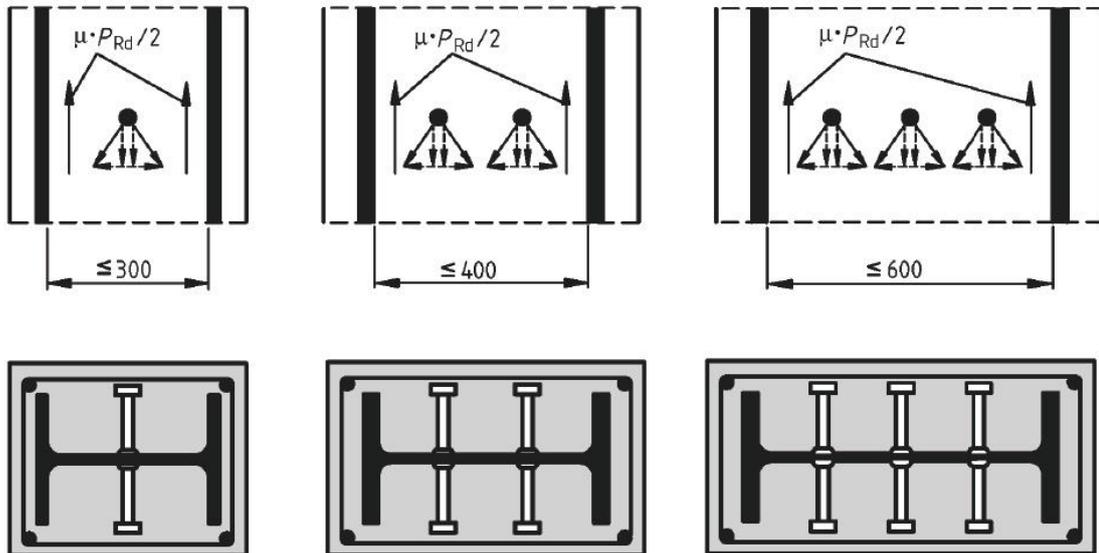


Figura A30.6.21: Fuerzas adicionales de fricción en pilares mixtos por la utilización de pernos

(6) Si el hormigón que rellena una sección hueca circular o cuadrada se carga parcialmente, por ejemplo mediante chapas de unión a través del perfil o mediante rigidizadores como muestra la Figura A30.6.22, el valor de cálculo de la resistencia del hormigón,  $\sigma_{c,Rd}$  bajo las chapas de unión o rigidizadores, resultante de los esfuerzos en la sección de hormigón, deberá determinarse por:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left( 1 + \eta_{cL} \frac{t}{a} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd} \quad (6.48)$$

donde:

- $t$  es el espesor del tubo de acero;
- $a$  es el diámetro del tubo o el ancho de la sección cuadrada;
- $A_c$  es el área de hormigón de la sección del pilar;
- $A_1$  es el área cargada bajo la chapa de unión, véase la Figura A30.6.22;
- $\eta_{cL}$  = 4,9 para tubos de acero circulares y 3,5 para secciones cuadradas.

La relación  $A_c/A_1$  no deberá superar el valor de 20. Las soldaduras entre la chapa de unión y la sección hueca de acero deberán dimensionarse de acuerdo con el Apartado 4 del Anejo 26.

(7) En secciones circulares huecas rellenas de hormigón, la armadura longitudinal podrá tenerse en cuenta en la resistencia del pilar, incluso cuando la armadura no esté soldada a las chapas de los extremos o en contacto directo con ellas siempre que:

- no se requiera comprobación a fatiga,

- la distancia  $e_g$  entre armadura y chapa del extremo no supere los 30 mm, véase la Figura A30.6.22a.

(8) La armadura transversal deberá cumplir el apartado 9.5.3 del Anejo 19. En el caso de secciones de acero parcialmente embebidas, se deberá disponer una armadura transversal en el hormigón de acuerdo con la Figura A30.6.10 que garantice su correcta disposición. .

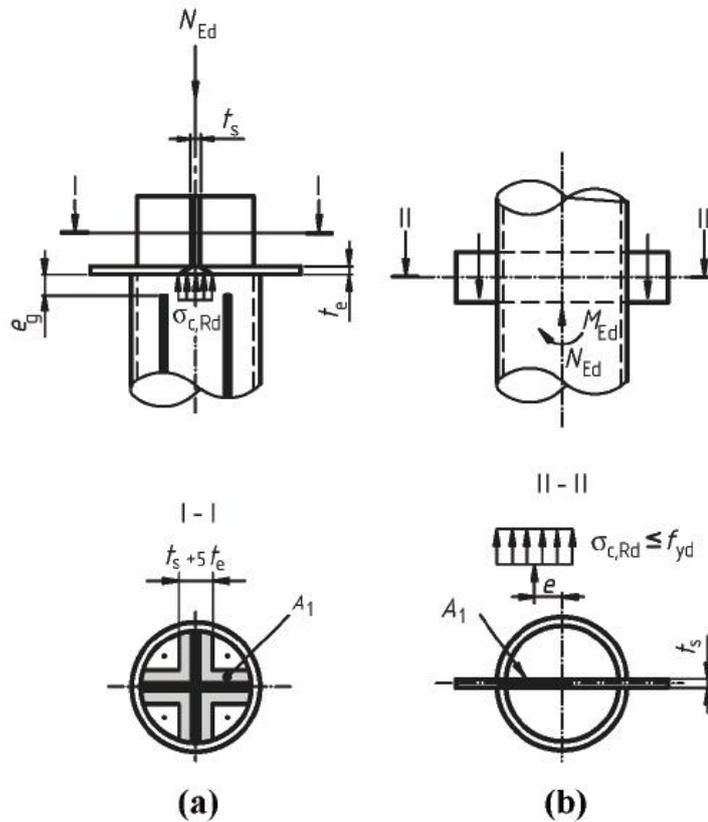
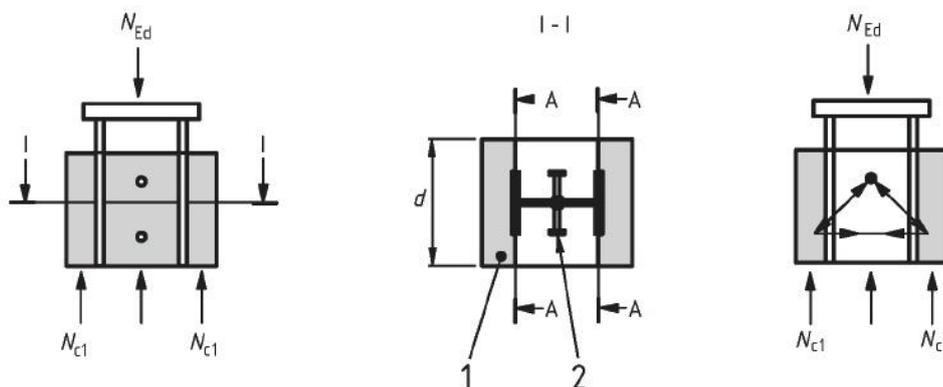


Figura A30.6.22: Sección hueca circular rellena de hormigón cargada parcialmente

(9) En secciones de acero completamente embebidas, si la introducción de cargas se realiza únicamente a través de la sección de acero o de la de hormigón, la armadura transversal deberá dimensionarse para resistir el rasante que resulte de la transmisión de la fuerza normal ( $N_{cl}$  en la Figura A30.6.23) desde las partes del hormigón directamente conectadas a través de conectadores hasta las partes del hormigón no conectadas a rasante (véase la sección A-A de la Figura A30.6.23; el área sombreada fuera de las alas de la Figura A30.6.23 deberá considerarse no conectada directamente). El dimensionamiento y la disposición de la armadura transversal deberá basarse en un modelo de bielas y tirantes considerando un ángulo de  $45^\circ$  entre las bielas de compresión del hormigón y el eje del elemento.



Leyenda

- 1 no conectada directamente
- 2 conectada directamente

Figura A30.6.23: Zonas de hormigón con y sin conexión directa a rasante para el dimensionamiento de la armadura transversal

### 6.7.4.3 Rasante exterior al área de introducción de cargas

(1) Fuera del área de introducción de cargas, el rasante en el contacto hormigón-acero deberá comprobarse cuando se deba a cargas transversales y/o a momentos de los extremos. Deberán disponerse conectadores, basados en una distribución del valor de cálculo del rasante, cuando éste supere la resistencia a rasante de cálculo  $\tau_{Rd}$ .

(2) En ausencia de métodos más precisos, podrán utilizarse análisis elásticos para determinar el rasante en el contacto, considerando los efectos diferidos y la fisuración del hormigón.

(3) Siempre que la superficie de la sección de acero en contacto con el hormigón no esté pintada y esté libre de aceites, grasas y más clases de residuos u óxidos, podrán tomarse los valores dados en la Tabla A30.6.6 para  $\tau_{Rd}$ .

Tabla A30.6.6: Valor de cálculo de la resistencia a rasante  $\tau_{Rd}$

Tipo de sección	$\tau_{Rd} \left( \frac{N}{mm^2} \right)$
Secciones de acero completamente embebidas en hormigón	0,30
Secciones circulares huecas rellenas de hormigón	0,55
Secciones rectangulares huecas rellenas de hormigón	0,40
Alas de secciones parcialmente embebidas	0,20
Almas de secciones parcialmente embebidas	0,00

(4) El valor de  $\tau_{Rd}$  indicado en la Tabla A30.6.6 para secciones de acero completamente embebidas en hormigón es de aplicación para secciones con un recubrimiento mínimo de hormigón de 40 mm y con una armadura transversal y longitudinal de acuerdo con 6.7.5.2. Para recubrimientos mayores en secciones con la armadura dispuesta de forma adecuada, podrán utilizarse valores superiores de  $\tau_{Rd}$ . Salvo que se compruebe mediante ensayos, en secciones completamente embebidas podrá utilizarse el valor aumentado  $\beta_c \tau_{Rd}$ , con  $\beta_c$  dado como:

$$\beta_c = 1 + 0,02c_z \left(1 - \frac{c_{z,min}}{c_z}\right) \leq 2,5 \quad (6.49)$$

donde

$c_z$  es el valor nominal del recubrimiento de hormigón en mm, véase la Figura A30.6.17;

$c_{z,min} = 40$  mm es el recubrimiento mínimo de hormigón.

(5) Salvo que se justifique lo contrario, se dispondrán siempre conectadores en secciones doble T parcialmente embebidas y solicitadas por un esfuerzo rasante debido a la flexión sobre el eje débil provocada por cargas laterales o momentos en los extremos. Si la resistencia a cortante no se toma como únicamente la resistencia del acero estructural, entonces la armadura transversal requerida para el cortante  $V_{c,Ed}$  de acuerdo con el apartado 6.7.3.2(4) deberá soldarse al alma de la sección de acero o bien atravesarla.

## 6.7.5 Reglas para la definición de los detalles de proyecto

### 6.7.5.1 Recubrimiento del hormigón de perfiles metálicos y armadura

(1) En secciones de acero totalmente embebidas deberá disponerse, al menos, un recubrimiento mínimo de hormigón armado que asegure una transmisión segura de las fuerzas de adherencia, la protección del acero frente a la corrosión y el desconchamiento del hormigón.

(2) El recubrimiento de hormigón de un ala de una sección de acero completamente embebida no debe ser inferior a 40 mm ni a un sexto del ancho  $b$  del ala.

(3) El recubrimiento de las armaduras deberá satisfacer lo especificado en el Apartado 4 del Anejo 19.

### 6.7.5.2 Armadura transversal y longitudinal

(1) La armadura longitudinal de pilares embebidos en hormigón que se considera para la resistencia de las secciones no debe ser menor al 0,3% de la sección de hormigón. En secciones huecas rellenas de hormigón, normalmente no es necesario disponer armadura longitudinal, si no se requiere el cálculo de resistencia al fuego.

(2) Las armaduras longitudinal y transversal en pilares total o parcialmente embebidas en hormigón deben dimensionarse y detallarse de acuerdo con el apartado 9.5 del Anejo 19.

(3) La distancia libre entre las barras de la armadura longitudinal y la sección de acero estructural puede ser inferior a la requerida en (2), incluso cero. En este caso, para la determinación de la adherencia, el perímetro efectivo  $c$  de la barra de armado debe tomarse como la mitad o un cuarto de su perímetro, como se muestra en la Figura A30.6.24 en (a) y (b), respectivamente.

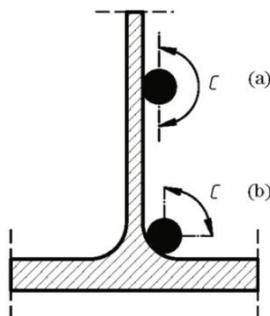


Figura A30.6.24: Perímetro efectivo  $c$  de una barra de armado

(4) Para elementos total o parcialmente embebidos, donde las condiciones ambientales sean de clase X0 de acuerdo con el Artículo 27 del Código Estructural, y la armadura longitudinal se desprecie en el cálculo, debe disponerse una armadura longitudinal mínima de  $8\text{ mm}$  de diámetro y  $250\text{ mm}$  de espaciamiento y una armadura transversal mínima de  $6\text{ mm}$  de diámetro y  $200\text{ mm}$  de espaciamiento. Como alternativa, se pueden disponer mallas electrosoldadas de  $4\text{ mm}$  de diámetro.

## 6.8 Fatiga

### 6.8.1 Generalidades

- (1) La resistencia a fatiga de las estructuras mixtas debe comprobarse cuando las estructuras estén sometidas a fluctuaciones repetidas de tensiones.
- (2) El dimensionamiento de acuerdo con el estado límite de fatiga deberá garantizar, con un nivel aceptable de probabilidad, que durante toda su vida útil, la estructura no fallará ni requerirá reparaciones por daños de fatiga.
- (3) Para pernos conectadores en edificación, sometidos a la combinación característica de acciones, el esfuerzo rasante máximo por conectador no debe superar  $k_s P_{Rd}$ , donde  $P_{Rd}$  se determina de acuerdo con el apartado 6.6.3.1.
- (4) En edificación, no se necesita hacer una evaluación de fatiga para acero estructural, pasivo, hormigón y conexiones a rasante cuando se aplique el Anejo 22 para acero estructural y no sea de aplicación en hormigón el apartado 6.8.1 del Anejo 19.

### 6.8.2 Coeficientes parciales de seguridad para evaluaciones de la fatiga en edificación

- (1) Los coeficientes parciales de seguridad  $\gamma_{Mf}$  para la resistencia a fatiga se recogen en el apartado 3 del Anejo 27 para elementos de acero y en el apartado

2.4.2.4 del Anejo 19 para hormigón y armaduras. Para pernos solicitados a rasante, se debe aplicar un coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_{Mf,s} = 1,0$ .

(2) Deben aplicarse coeficientes parciales  $\gamma_{Ff} = 1,0$  para las cargas de fatiga.

### 6.8.3 Resistencia a fatiga

(1) La resistencia a fatiga del acero estructural y las soldaduras debe tomarse del apartado 7 del Anejo 27.

(2) La resistencia a fatiga del acero pasivo y activo debe tomarse del Anejo 19. El apartado 6.8.5 del Anejo 19 es de aplicación para elementos de hormigón.

(3) La curva de resistencia a fatiga de un perno soldado automáticamente de acuerdo con el apartado 6.6.3.1 se muestra en la Figura A30.6.25 y viene dado para hormigón convencional por:

$$(\Delta\tau_R)^m N_R = (\Delta\tau_c)^m N_c \tag{6.50}$$

donde:

$\Delta\tau_R$  es la resistencia a fatiga por tensiones tangenciales referida al área de la sección del vástago del perno, utilizando el diámetro nominal del vástago;

$\Delta\tau_c$  es el valor de referencia de la resistencia a fatiga por tensiones tangenciales para 2 millones de ciclos con  $\Delta\tau_c$  igual a  $90 \text{ N/mm}^2$ ;

$m$  es la pendiente de la curva de resistencia a fatiga con el valor de  $m = 8$ ;

$N_R$  es el número de ciclos de carga-descarga.

(4) Para pernos en hormigón ligero con una clase de densidad de acuerdo con el apartado 11 del Anejo 19, la resistencia a fatiga debe determinarse de acuerdo con (3) pero sustituyendo  $\Delta\tau_R$  por  $\eta_E \Delta\tau_R$  y  $\Delta\tau_c$  por  $\eta_E \Delta\tau_c$ , donde  $\eta_E$  se obtiene del apartado 11.3.2 del Anejo 19.

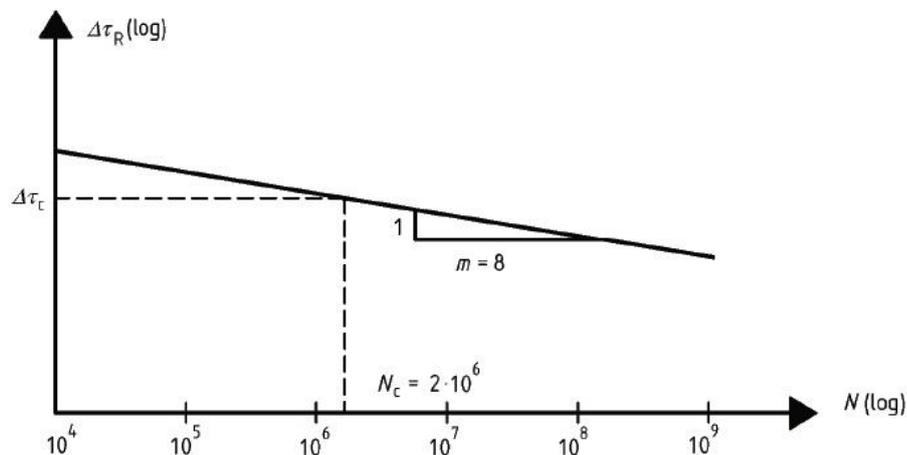


Figura A30.6.25: Curva de resistencia a fatiga para pernos en losas macizas

#### 6.8.4 Esfuerzos y cargas de fatiga

(1) Los esfuerzos deben determinarse mediante un análisis elástico global de la estructura de acuerdo con los apartados 5.4.1 y 5.4.2 y para la combinación de acciones indicada por el apartado 6.8.3 del Anejo 19.

(2) Los esfuerzos de momentos flectores máximo y mínimo y/o los esfuerzos resultantes de la combinación de acciones definidas en (1), se definen como  $M_{Ed,max,f}$  y  $M_{Ed,min,f}$ .

(3) En edificación las cargas de fatiga deben obtenerse de la reglamentación específica vigente. Cuando no se especifiquen las cargas de fatiga, puede utilizarse el Apéndice A.1 del Anejo 27. La respuesta dinámica de la estructura o los efectos de los impactos deberán considerarse cuando proceda.

#### 6.8.5 Tensiones

##### 6.8.5.1 Generalidades

(1) El cálculo de tensiones deberá basarse en el apartado 7.2.1.

(2) Para el cálculo de tensiones en regiones fisuradas, deberá tenerse en cuenta el efecto de la contribución del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) en las tensiones de la armadura.

(3) Salvo que se aplique un método de mayor precisión, el efecto de la contribución del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) en las tensiones de la armadura podrá considerarse de acuerdo con el apartado 6.8.5.4.

(4) Salvo que se aplique un método de mayor precisión, para el cálculo de tensiones en el acero estructural podrá despreciarse el efecto de la rigidización a tracción (*tension stiffening*).

##### 6.8.5.2 Hormigón

(1) El apartado 6.8 del Anejo 19 se aplicará para el cálculo de tensiones en elementos de hormigón.

##### 6.8.5.3 Acero estructural

(1) Cuando los momentos flectores  $M_{Ed,max,f}$  y  $M_{Ed,min,f}$  produzcan tensiones de tracción en la losa de hormigón, las tensiones en el acero estructural debidas a estos momentos flectores podrán calcularse en base al momento de inercia  $I_2$  de acuerdo con el apartado 1.5.2.12.

(2) Cuando  $M_{Ed,min,f}$  y  $M_{Ed,max,f}$  o únicamente  $M_{Ed,min,f}$ , produzcan compresión en la losa de hormigón, las tensiones en el acero estructural debidas a estos momentos deberán calcularse con las propiedades de la sección no fisurada.

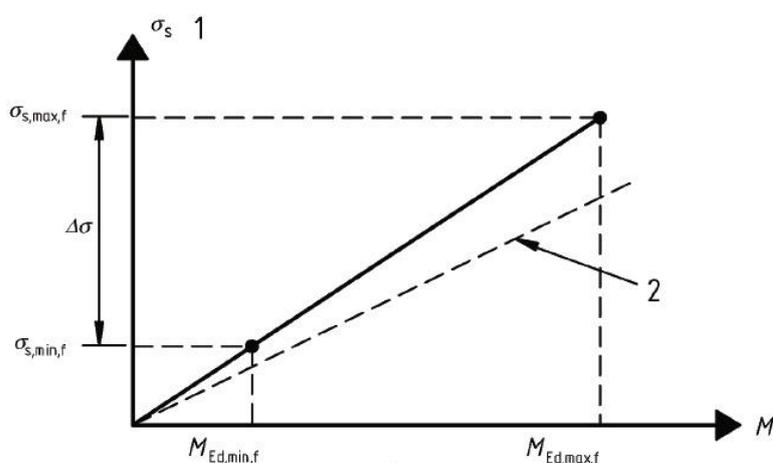
##### 6.8.5.4 Armadura pasiva

(1) Cuando el momento flector  $M_{Ed,max,f}$  produzca tensiones de tracción en la losa de hormigón y cuando no se apliquen métodos más precisos, los efectos de la

contribución del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) para el cálculo de la tensión  $\sigma_{s,max,f}$  de la armadura debida al momento  $M_{Ed,max,f}$  deberán determinarse de las ecuaciones (7.4) a (7.6) de 7.4.3(3). En la ecuación (7.5) del apartado 7.4.3(3), deberá utilizarse un coeficiente 0,2 en lugar de 0,4.

(2) Cuando el momento flector  $M_{Ed,min,f}$  también produzca tensiones de tracción en la losa de hormigón, el rango de tensiones  $\Delta\sigma$  se da en la Figura A30.6.26 y la tensión  $\sigma_{s,max,f}$  en la armadura debida al momento  $M_{Ed,min,f}$  podrá determinarse como:

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,max,f} \frac{M_{Ed,min,f}}{M_{Ed,max,f}} \quad (6.51)$$



Leyenda

1 losa traccionada

2 sección completamente fisurada

Figura A30.6.26: Determinación de las tensiones  $\sigma_{s,max,f}$  y  $\sigma_{s,min,f}$  en zonas fisuradas

(3) Cuando  $M_{Ed,min,f}$  y  $M_{Ed,max,f}$  o únicamente  $M_{Ed,min,f}$  produzcan compresión en la losa de hormigón, las tensiones en la armadura debidas a estos momentos deberán determinarse con las propiedades de la sección no fisurada.

### 6.8.5.5 Conexión a rasante

(1) El esfuerzo rasante por unidad de longitud deberá calcularse con un análisis elástico.

(2) En elementos en los que se produzca la fisuración del hormigón, los efectos de la contribución del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) deberán tenerse en cuenta en el modelo apropiado. Como simplificación, los esfuerzos rasantes en el contacto entre acero estructural y hormigón podrán determinarse utilizando las propiedades de la sección no fisurada.

## 6.8.6 Rango de tensiones

### 6.8.6.1 Acero estructural y armadura

(1) El rango de tensiones deberá determinarse a partir de las tensiones calculadas de acuerdo con el apartado 6.8.5.

(2) Cuando la comprobación a fatiga se base en el método de daño equivalente, en general el rango  $\Delta\sigma_E$  deberá determinarse como:

$$\Delta\sigma_E = \lambda\phi|\sigma_{max,f} - \sigma_{min,f}| \quad (6.52)$$

donde

$\sigma_{max,f}$  y  $\sigma_{min,f}$  son las tensiones máxima y mínima determinadas conforme a los apartados 6.8.4 y 6.8.5,

$\lambda$  es el coeficiente de daño equivalente;

$\phi$  es el coeficiente de impacto de daño equivalente.

(3) En elementos sometidos a una combinación de efectos globales y locales de efectos, se deberán considerar dichos efectos de forma separada. Salvo que se aplique un método de mayor precisión, el rango de tensiones equivalente debido a los efectos globales y locales deberá combinarse utilizando:

$$\Delta\sigma_E = \lambda_{glob}\phi_{glob}\Delta\sigma_{E,glob} + \lambda_{loc}\phi_{loc}\Delta\sigma_{E,loc} \quad (6.53)$$

en la que los subíndices “glob” y “loc” hacen referencia a los efectos globales y locales respectivamente.

(4) En edificación,  $\Delta\sigma_E$  podrá tomarse para el acero estructural, como el rango de tensiones  $\Delta\sigma_{E,2}$  definido según el apartado 1.3 del Anejo 27 y para la armadura como el rango de tensiones  $\Delta\sigma_{s,equ}$  dado por el apartado 6.8.5 del Anejo 19.

(5) En edificación el coeficiente de daño equivalente  $\lambda$  está definido en el apartado 6.2 del Anejo 27 y en las partes correspondientes de los Anejos 22 a 29 para elementos de acero, así como en el Anejo 19 para la armadura pasiva.

(6) Cuando no se especifique un valor para  $\lambda$  en edificación, el coeficiente de daño equivalente deberá determinarse de acuerdo con el Apéndice A del Anejo 27, utilizando la pendiente de la curva de resistencia a fatiga correspondiente.

### 6.8.6.2 Conexión a rasante

(1) Para la comprobación de los pernos conectadores basada en rangos de tensiones nominales, el rango equivalente de tensiones tangenciales  $\Delta\tau_{E,2}$  para 2 millones de ciclos viene dado por:

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v\Delta\tau \quad (6.54)$$

donde

$\lambda_v$  es el coeficiente de daño equivalente dependiente de los espectros y de la pendiente  $m$  de la curva de resistencia a fatiga;

$\Delta\tau$  es el rango de tensiones tangenciales debidas a la carga de fatiga, relacionadas con el área de la sección transversal del vástago del perno utilizando el diámetro nominal  $d$  del vástago.

(2) El rango de tensiones tangenciales equivalente en soldaduras de otros tipos de conexiones a rasante deberán calcularse de acuerdo con el apartado 6 del Anejo 27.

(3) Cuando no se especifique el valor para  $\lambda_v$  en edificación de los pernos conectadores, el coeficiente de daño equivalente deberá determinarse de acuerdo con el Apéndice A del Anejo 27 utilizando la pendiente correspondiente de la curva de resistencia a la fatiga del perno conectador, dada en el apartado 6.8.3.

### 6.8.7 Evaluación de la fatiga basada en los rangos de tensión nominal

#### 6.8.7.1 Acero estructural, armadura pasiva y hormigón

(1) La evaluación de la fatiga para armaduras pasivas deberá seguir los apartados 6.8.5 ó 6.8.6 del Anejo 19.

(2) La comprobación para el hormigón comprimido deberá seguir el apartado 6.8.7 del Anejo 19.

(3) En edificación, la evaluación de la fatiga para acero estructural deberá seguir el apartado 8 del Anejo 27.

#### 6.8.7.2 Conexión a rasante

(1) En los conectadores soldados a un ala de acero que, esté siempre en compresión bajo la combinación correspondiente de acciones (véase el apartado 6.8.4 (1)), la comprobación a fatiga deberá realizarse con el siguiente criterio:

$$\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_c/\gamma_{Mf,s} \quad (6.55)$$

donde

$\Delta\tau_{E,2}$  se define en el apartado 6.8.6.2(1);

$\Delta\tau_c$  es el valor de referencia de la resistencia a fatiga para 2 millones de ciclos determinada de acuerdo con el apartado 6.8.3.

(2) Cuando en el ala del perfil de acero, a la que están soldados los pernos conectadores, la tensión máxima sea de tracción bajo la combinación de cargas correspondiente, deberá comprobarse la interacción en cualquier sección entre el rango de tensiones tangenciales  $\Delta\tau_E$  en la soldadura de los pernos conectadores y el rango de tensiones normales  $\Delta\sigma_E$  en el ala de acero mediante las siguientes expresiones de interacción.

$$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,s}} \leq 1,3 \quad (6.56)$$

$$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad ; \quad \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,s}} \leq 1,0 \quad (6.57)$$

donde

$\Delta\sigma_{E,2}$  es el rango de tensiones en el ala determinado de acuerdo con el apartado 6.8.6.1;

$\Delta\sigma_c$  es el valor de referencia de la resistencia a fatiga dado por el apartado 7 del Anejo 27 considerando una categoría de detalle 80

y los rangos de tensiones tangenciales  $\Delta\tau_{E,2}$  y  $\Delta\tau_c$  se definen en (1).

La expresión (6.56) deberá satisfacerse para el valor máximo de  $\Delta\sigma_{E,2}$  y el valor concomitante de  $\Delta\tau_{E,2}$ , así como para la combinación de los valores máximos de  $\Delta\tau_{E,2}$  y el valor concomitante de  $\Delta\sigma_{E,2}$ . Salvo que se tenga en cuenta el efecto colaboración del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) por métodos de mayor precisión, el criterio de interacción deberá satisfacerse con los rangos correspondientes de tensiones determinados con las propiedades de la sección tanto fisurada como no fisurada.

## 7 Estados límite de servicio

### 7.1 Generalidades

- (1) Una estructura con elementos mixtos deberá proyectarse y construirse de forma que se satisfagan todos los estados límite de servicio de acuerdo con los principios del apartado 3.4 del Anejo 18.
- (2) La comprobación de los estados límite de servicio debe basarse en el criterio establecido en el apartado 3.4(3) del Anejo 18.
- (3) Los estados límite de servicio de losas mixtas con chapas nervadas deben comprobarse de acuerdo con el apartado 9.

### 7.2 Tensiones

#### 7.2.1 Generalidades

- (1) El cálculo de las tensiones en vigas en estado límite de servicio deberá tener en cuenta los siguientes efectos, cuando corresponda:
  - arrastre por cortante;
  - fluencia y retracción del hormigón;
  - fisuración y resistencia a tracción del hormigón;
  - proceso constructivo;
  - incremento de la flexibilidad del elemento producido por un deslizamiento significativo en la conexión hormigón-acero;
  - el comportamiento inelástico del acero y la armadura, si los hubiera;
  - alabeo y distorsión, si los hubiera.
- (2) El arrastre por cortante puede considerarse de acuerdo con el apartado 5.4.1.2.
- (3) Salvo que se emplee un método más preciso, los efectos de la fluencia y la retracción podrán tenerse en cuenta mediante el empleo de coeficientes de homogeneización de acuerdo con el apartado 5.4.2.2.
- (4) En secciones fisuradas, podrán despreciarse los efectos de primer orden de la retracción en la comprobación de tensiones.
- (5) En el análisis de secciones, deberá despreciarse la resistencia a tracción del hormigón.
- (6) Debe tenerse en cuenta la colaboración en la rigidez a tracción del hormigón entre fisuras sobre las tensiones en las armaduras pasivas y activas. Salvo que se empleen métodos más precisos, las tensiones en las armaduras deben determinarse de acuerdo con el apartado 7.4.3.
- (7) Puede despreciarse la influencia de la rigidez a tracción sobre las tensiones del acero estructural.

(8) Se pueden ignorar los efectos del posible deslizamiento en la conexión hormigón-acero cuando haya conexión total a rasante y, en caso de conexión parcial a rasante en edificación, sea de aplicación el apartado 7.3.1(4).

### 7.2.2 Limitación de las tensiones en edificación

- (1) No se requerirá limitación de las tensiones en las vigas si, en estado límite último, no se requiere comprobación a fatiga y no hay tendones de pretensado y/o controlados por deformaciones impuestas (por ejemplo con gatos en los apoyos).
- (2) Para pilares mixtos en edificación normalmente no se exigen limitaciones de tensiones.
- (3) Cuando sea necesario, serán de aplicación las limitaciones de tensiones del hormigón y de la armadura dadas por el apartado 7.2 del Anejo 19.

## 7.3 Deformaciones en edificación

### 7.3.1 Flechas

- (1) Las flechas debidas a las cargas aplicadas únicamente al elemento de acero deberán calcularse de acuerdo con el Anejo 22.
- (2) Las flechas debidas a las cargas aplicadas al elemento mixto deberán calcularse mediante un análisis elástico de acuerdo con el apartado 5.
- (3) El nivel de referencia para la flecha vertical descendente  $\delta_{max}$  de una viga no apeada es la cara superior de la viga mixta. Únicamente cuando la flecha pueda afectar a la apariencia del edificio deberá tomarse como nivel de referencia la cara inferior de la viga.
- (4) Los efectos derivados de una interacción incompleta podrán despreciarse siempre que:
  - a) el diseño de la conexión a rasante esté de acuerdo con el apartado 6.6,
  - b) se disponen al menos la mitad del número de conectadores necesario para garantizar la unión total a rasante o si los esfuerzos sobre el conectador, resultantes de un reparto elástico del rasante en el estado límite de servicio no superan el valor de  $P_{Rd}$ ; y
  - c) en caso de losa nervadas en la dirección transversal a la viga, la altura de los nervios no supere los 80 mm.
- (5) El efecto sobre la flecha de la fisuración del hormigón en zonas de momentos negativos deberá tenerse en cuenta adoptando los métodos de análisis dados en el apartado 5.4.2.3.
- (6) Para vigas con secciones críticas de Clases 1, 2 ó 3 podrá aplicarse el siguiente método simplificado. En todo apoyo intermedio donde  $\sigma_{ct}$  supere  $1,5f_{ctm}$  o  $1,5f_{1ctm}$ , según proceda, el momento flector determinado por el análisis de sección no fisurada definido en el apartado 5.4.2.3(2) se multiplicará por el coeficiente reductor  $f_1$  indicado en la Figura A30.7.1 y se aplicarán los incrementos correspondientes en los momentos flectores de los vanos adyacentes. La Curva A podrá utilizarse únicamente

para vanos intermedios, cuando las cargas por unidad de longitud en todos los vanos sean iguales y las longitudes de todos los vanos no difieran en más de un 25%. En caso contrario deberá utilizarse el valor aproximado del límite inferior  $f_1 = 0,6$  (línea B).

(7) Para el cálculo de la flecha en vigas no apeadas, podrá tenerse en cuenta la influencia de la plastificación local del acero estructural sobre el apoyo multiplicando el momento flector en el apoyo, calculado de acuerdo a los métodos citados en esta cláusula, con un factor de reducción adicional dado como:

- $f_2 = 0,5$  si se alcanza  $f_y$  antes de que endurezca la losa de hormigón;
- $f_2 = 0,7$  si se alcanza  $f_y$  después de que endurezca el hormigón.

Esto es de aplicación para el cálculo de la flecha máxima, pero no para la contraflecha.

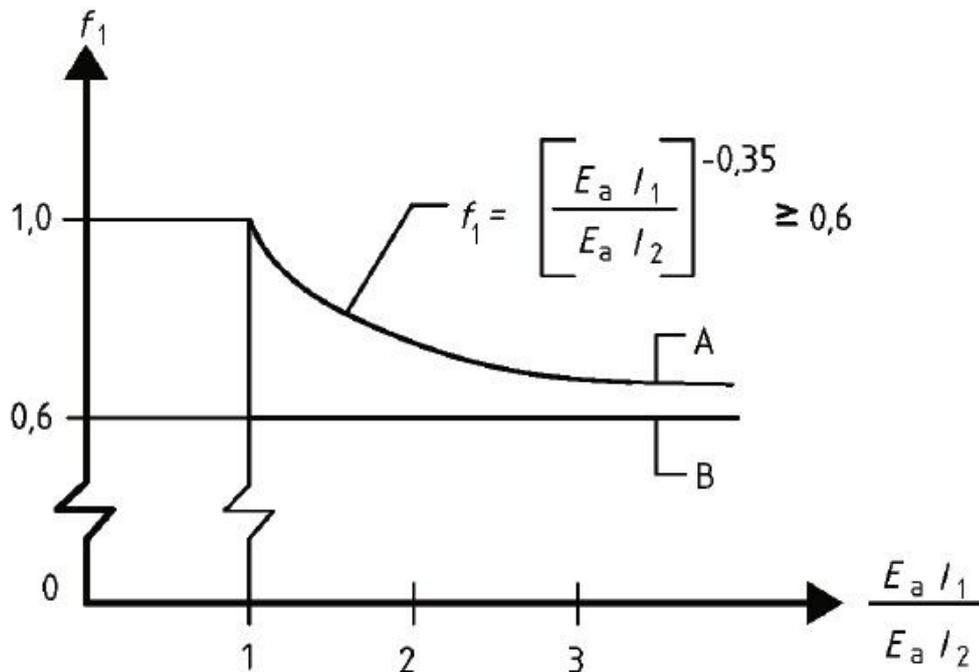


Figura A30.7.1: Factor de reducción para el momento flector en los apoyos

(8) Salvo especificaciones requeridas por el cliente, no será necesario incluir el efecto de la curvatura debido a la retracción del hormigón convencional cuando la relación del vano con el canto total de la viga no sea superior a 20.

### 7.3.2 Vibraciones

(1) Las propiedades dinámicas de las vigas de forjado deberán satisfacer los criterios de la reglamentación específica vigente.

## 7.4 Fisuración del hormigón

### 7.4.1 Generalidades

(1) Para la limitación de la abertura de fisura, se aplicarán las consideraciones generales del apartado 7.3.1(1) – (9) del Anejo 19 aplicables a las estructuras mixtas. La limitación de la abertura de fisura dependerá de la clase de exposición de acuerdo con el apartado 4 del Anejo 19.

(2) Podrá obtenerse una estimación de la abertura de fisura del apartado 7.3.4 del Anejo 19, donde la tensión  $\sigma_s$  deberá calcularse teniendo en cuenta los efectos de la colaboración del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*). Salvo que se aplique un método de mayor precisión,  $\sigma_s$  se determinará de acuerdo con el apartado 7.4.3(3).

(3) Como alternativa simplificada y conservadora, la limitación de la abertura de fisura a un valor aceptable podrá conseguirse asegurando un armado mínimo definido en el apartado 7.4.2 y una separación entre barras o diámetros de las mismas no superiores a los límites establecidos en el apartado 7.4.3.

(4) En casos en los que las vigas en edificación se dimensionen simplemente apoyadas aunque la losa sea continua y el control del ancho de fisura no sea de interés, el armado longitudinal dispuesto en el ancho eficaz de la losa de hormigón de acuerdo con el apartado 6.1.2 no deberá ser menor que:

- 0,4% del área de hormigón, para construcciones apeadas;
- 0,2% del área de hormigón, para construcciones no apeadas.

El armado de la viga calculada como simplemente apoyada deberá prolongarse en una longitud de  $0,25L$  a cada lado de los apoyos interiores, o de  $0,5L$  si es adyacente a un voladizo, donde  $L$  es la longitud del vano correspondiente o del voladizo respectivamente. No se deberá tener en cuenta ninguna chapa nervada de acero. El espaciamiento máximo de las barras deberá cumplir con el apartado 9.2.1(5) para una losa mixta, o con el apartado 9.3.1.1(3) del Anejo 19 para un ala de hormigón maciza.

#### 7.4.2 Armadura mínima

(1) Salvo que se aplique un método más preciso de acuerdo con el apartado 7.3.2(1) del Anejo 19 en todas las secciones sin pretensado por tendones y sometidas a una tracción significativa debida a la coacción de deformaciones impuestas (como por ejemplo los efectos primarios o secundarios de la retracción), en combinación o no con efectos de cargas directas, el área de armadura mínima requerida  $A_s$  para las losas de vigas mixtas vendrá dada por:

$$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s \quad (7.1)$$

donde

$f_{ct,eff}$  es el valor medio de la resistencia efectiva a tracción del hormigón en el momento en que se espera que ocurra la primera fisuración. Los valores para  $f_{ct,eff}$  podrán tomarse como  $f_{ctm}$ , véase la Tabla A19.3.1, o como  $f_{1ctm}$ , véase la Tabla A19.11.3.1, ambas del Anejo 19 del Código Estructural, según proceda, tomando como resistencia la del momento en que se espera la fisuración. Cuando no pueda establecerse con seguridad que la edad del hormigón al

fisurarse es menor de 28 días, la tensión mínima a tracción podrá adoptarse como  $3 \text{ N/mm}^2$ ;

$k$  es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de tensiones no uniformes auto-equilibradas y podrá tomarse como 0,8;

$k_s$  es el coeficiente que tiene en cuenta el efecto de la reducción de la fuerza axial en la losa de hormigón debido a la fisuración inicial y al deslizamiento local de la conexión a rasante, podrá tomarse como 0,9;

$k_c$  es el coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones en la sección inmediatamente anterior a la fisuración y viene dado por:

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}} + 0,3 \leq 1,0 \quad (7.2)$$

$h_c$  es el espesor del ala de hormigón, excluyendo cualquier nervio;

$z_0$  es la distancia vertical entre los centros de gravedad del ala de hormigón no fisurada y la sección mixta no fisurada, calculada utilizando el coeficiente de homogeneización  $n_0$  para cargas a corto plazo;

$\sigma_s$  es la tensión máxima permitida en la armadura inmediatamente después de la fisuración. Esta podrá tomarse como el límite elástico característico  $f_{sk}$ . Sin embargo, dependiendo del tamaño de la barra, es posible que sea necesario un valor inferior para satisfacer los límites requeridos de abertura de fisura. Este valor viene dado en la Tabla A30.7.1;

$A_{ct}$  es el área de la zona traccionada (debida a una carga directa y los efectos primarios de la retracción) inmediatamente antes de la fisuración de la sección. Por simplificación, podrá utilizarse el área de la sección del hormigón en el ancho eficaz.

(2) El diámetro máximo para la armadura mínima podrá modificarse a un valor  $\phi$  dado de acuerdo con:

$$\phi = \phi^* f_{ct,eff} / f_{ct,0} \quad (7.3)$$

donde

$\phi^*$  es el diámetro máximo de la barra dado en la Tabla A30.7.1;

$f_{ct,0}$  es un valor de referencia de la resistencia a tracción del hormigón:  $2,9 \text{ N/mm}^2$ .

Tabla A30.7.1: Diámetros máximos para barras corrugadas

Tensión en el acero $\sigma_s$ ( $N/mm^2$ )	Diámetro máximo de barra $\phi^*$ (mm) para el valor de cálculo de la abertura de fisura $w_k$		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

(3) Deberá disponerse al menos la mitad de la armadura mínima requerida entre la mitad del canto de la losa y la fibra más traccionada.

(4) Para el dimensionamiento de la armadura mínima en las alas de hormigón con canto variable en sentido transversal a la dirección de la viga, deberá utilizarse el canto local.

(5) En edificación, deberá disponerse una armadura mínima de acuerdo con (1) y (2) donde, bajo la combinación de acciones características, las tensiones sean de tracción.

(6) En edificación, deberán determinarse las armaduras longitudinales inferiores mínimas para el hormigón de revestimiento del alma de un perfil en I de acero utilizando la expresión (7.1) con  $k_c = 0,6$  y  $k = 0,8$ .

### 7.4.3 Control de la fisuración debida a cargas directas

(1) En zonas donde se disponga una armadura igual o superior a la mínima de acuerdo con el apartado 7.4.2, de forma general se podrá controlar la abertura de fisura controlando la separación de las barras o su diámetro. El diámetro máximo de la barra y la separación máxima dependen de la tensión en la armadura  $\sigma_s$  y del valor de cálculo de la abertura de fisura. Los diámetros máximos de las barras se indican en la Tabla A30.7.1 y la separación máxima entre barras, en la Tabla A30.7.2.

Tabla A30.7.2: Separación máxima entre barras para barras corrugadas

Tensión en el acero $\sigma_s$ ( $N/mm^2$ )	Separación máxima entre barras (mm) para el el ancho de fisura $w_k$ de cálculo		
	$w_k = 0,4 mm$	$w_k = 0,3 mm$	$w_k = 0,2 mm$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

(2) Los esfuerzos deben determinarse con un análisis elástico de acuerdo con el apartado 5, teniendo en cuenta los efectos de la fisuración del hormigón. Las tensiones en la armadura deben determinarse teniendo en cuenta los efectos de la rigidez a tracción del hormigón entre fisuras. Salvo que se emplee un método más preciso, las tensiones pueden calcularse siguiendo (3).

(3) En vigas mixtas, cuando se suponga que la losa de hormigón está fisurada y no pretensada por tendones, las tensiones en la armadura pasiva aumentan a causa de los efectos de la colaboración del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) en comparación con las tensiones basadas en una sección mixta en la que se desprecia el hormigón. Las tensiones de tracción en la armadura  $\sigma_s$  debidas a cargas directas se pueden calcular como:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s \quad (7.4)$$

con:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4f_{ctm}}{\alpha_{st}\rho_s} \quad (7.5)$$

$$\alpha_{st} = \frac{AI}{A_a I_a} \quad (7.6)$$

donde:

$\sigma_{s,0}$  es la tensión en la armadura pasiva producida por esfuerzos que actúan sobre la sección mixta, calculada despreciando el hormigón traccionado;

$f_{ctm}$  es la resistencia media a tracción del hormigón, para hormigón convencional tomada como  $f_{ctm}$  de la Tabla A19.3.1 ó para hormigón ligero como  $f_{1ctm}$  de la Tabla A19.11.3.1, ambas del Anejo 19 del Código Estructural;

$\rho_s$  es la cuantía de armadura pasiva dada por  $\rho_s = (A_s/A_{ct})$ ;

$A_{ct}$  es el área eficaz del ala de hormigón traccionada; por simplicidad, debe emplearse el área de la sección de hormigón dentro del ancho eficaz;

$A_s$  es el área total de todas las filas de armadura pasiva longitudinal dentro del área eficaz  $A_{ct}$ ;

$A, I$  son el área y el momento de inercia, respectivamente, de la sección mixta eficaz despreciando el hormigón traccionado y las chapas laminadas, si las hubiera;

$A_a, I_a$  son las propiedades correspondientes a la sección de acero estructural.

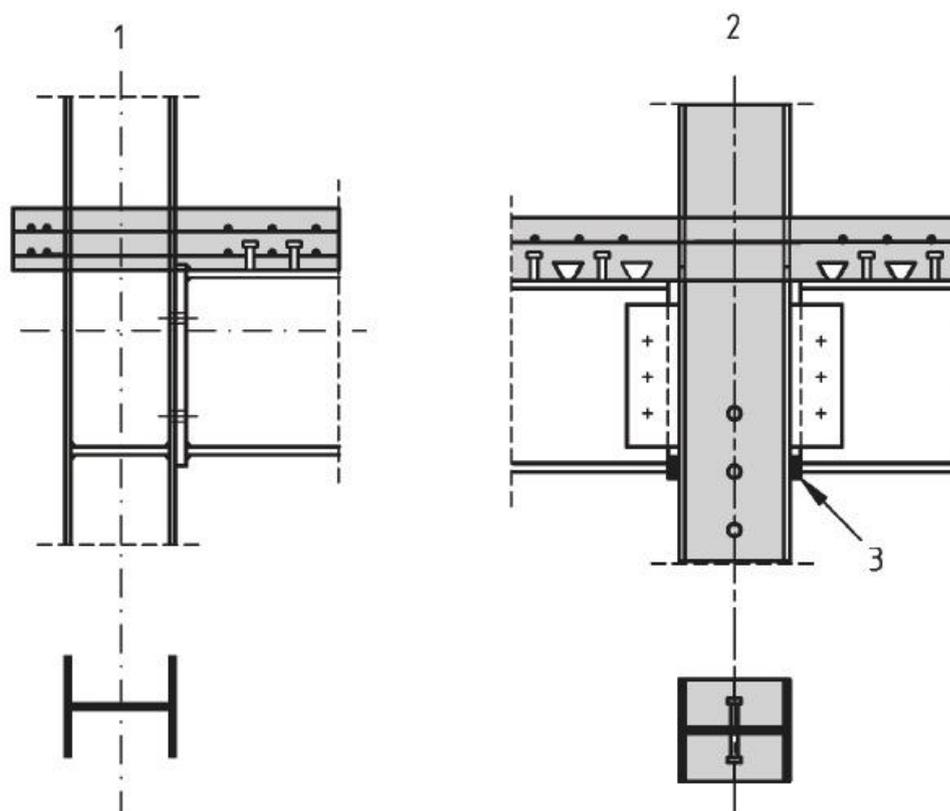
(4) En edificación sin tendones pretensados, se utilizarán normalmente la combinación cuasi-permanente de acciones para la determinación de  $\sigma_s$ .

## 8 Uniones mixtas en pórticos de edificación

### 8.1 Alcance

(1) La unión mixta se define en el apartado 1.5.2.8. En la Figura A30.8.1 se muestran algunos ejemplos. Otras uniones en pórticos mixtos se proyectarán de acuerdo con el Anejo 19 ó 26 del Código Estructural , según proceda.

(2) El Apartado 8 trata las uniones sometidas a cargas predominantemente estáticas. Esto complementa o modifica al Anejo 26 del Código Estructural.



Leyenda

- 1 configuración simple
- 2 configuración doble
- 3 chapa de contacto

Figura A30.8.1: Ejemplos de uniones mixtas

### 8.2 Análisis, modelización y clasificación

#### 8.2.1 Generalidades

(1) En las disposiciones del apartado 5 del Anejo 26 del Código Estructural , son de aplicación con las modificaciones dadas en los apartados 8.2.2 y 8.2.3 siguientes para uniones que conecten perfiles en H o I.

### 8.2.2 Análisis elástico global

(1) Cuando la rigidez al giro  $S_j$  se tome como  $S_{j,ini}/\eta$  de acuerdo con el apartado 5.1.2 del Anejo 26 del Código Estructural el valor del coeficiente de modificación de la rigidez  $\eta$  para una conexión con chapa de contacto deberá tomarse 1,5.

### 8.2.3 Clasificación de uniones

- (1) Las uniones deberán clasificarse de acuerdo con el apartado 5.2 del Anejo 26 del Código Estructural considerando la acción mixta.
- (2) Para la clasificación, deberán considerarse las direcciones de los esfuerzos.
- (3) Podrá despreciarse la fisuración y fluencia en los elementos conectados.

## 8.3 Métodos de cálculo

### 8.3.1 Bases y alcance

(1) Podrá aplicarse el Apartado 6 del Anejo 26 del Código Estructural como una base para el proyecto de uniones y conexiones mixtas viga-columna, siempre que el acero de la unión esté dentro del alcance de ese apartado 6.

(2) Las propiedades estructurales de los componentes que se consideren en el proyecto deberán basarse en ensayos o en métodos analíticos o numéricos respaldados por ensayos.

NOTA: Las propiedades de los componentes se dan en el apartado 8.4, en el Apéndice A de este Anejo y en el Apartado 6 del Anejo 26.

(3) En la determinación de las propiedades estructurales de una unión mixta, la fila de barras de armado traccionadas podrá tratarse de forma similar a una fila de tornillos traccionados en una unión de acero, siempre que las propiedades estructurales sean las de la armadura.

### 8.3.2 Resistencia

(1) Las uniones mixtas deberán dimensionarse para resistir rasantes verticales de acuerdo con las disposiciones correspondientes del Anejo 26 del Código Estructural.

(2) El cálculo del momento resistente de una unión mixta con conexión completa a rasante deberá determinarse análogamente a lo especificado para uniones de acero según el apartado 6.2.7 del Anejo 26, considerando la contribución de la armadura.

(3) La resistencia de los componentes deberá dimensionarse según el apartado 8.4 siguiente y el apartado 6.2.6 del Anejo 26 cuando corresponda.

### 8.3.3 Rigidez al giro

(1) La rigidez al giro de una unión deberá dimensionarse análogamente a lo especificado para las uniones de acero según el apartado 6.3.1 del Anejo 26 del Código Estructural considerando la contribución de la armadura.

(2) El valor del coeficiente  $\psi$ , véase el apartado 6.3.1(6) del Anejo 26 del Código Estructural deberá tomarse como 1,7 para uniones con chapa de contacto.

### 8.3.4 Capacidad de giro

(1) En el cálculo de la capacidad de giro deberán considerarse la influencia de la fisuración del hormigón, la colaboración del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) y la deformación de la conexión a rasante.

(2) La capacidad de giro de una unión mixta podrá demostrarse experimentalmente. Deberán considerarse las posibles variaciones de las propiedades de los materiales respecto de los valores característicos especificados. No se requerirá la demostración experimental cuando se utilicen detalles constructivos cuyas propiedades ya estén avaladas por procedimientos experimentales.

(3) De forma alternativa, podrán aplicarse métodos de cálculo, siempre que estén respaldados por ensayos.

## 8.4 Resistencia de los componentes

### 8.4.1 Alcance

(1) La resistencia de los siguientes componentes básicos de una unión deberán determinarse de acuerdo con el apartado 8.4.2:

- armadura longitudinal de acero traccionada;
- placa frontal de acero comprimida.

(2) Las resistencias de los componentes identificados por el Anejo 26 del Código Estructural deberán tomarse como se definen en el mismo, salvo en lo especificado en el apartado 8.4.3.

(3) La resistencia de las almas en secciones de pilares de acero revestidas de hormigón deberá determinarse de acuerdo con el apartado 8.4.4.

### 8.4.2 Componentes básicos de la unión

#### 8.4.2.1 Armadura longitudinal de acero traccionada

(1) El ancho eficaz del ala de hormigón deberá calcularse con la sección de la conexión de acuerdo con el apartado 5.4.1.2.

(2) Deberá suponerse que la armadura longitudinal traccionada situada dentro del ancho eficaz alcanza una tensión de trabajo igual al límite elástico de cálculo  $f_{sd}$ .

(3) Cuando haya cargas desequilibradas, podrá aplicarse un modelo de bielas y tirantes para comprobar la transferencia de los esfuerzos de la losa de hormigón al pilar, véase la Figura A30.8.2.

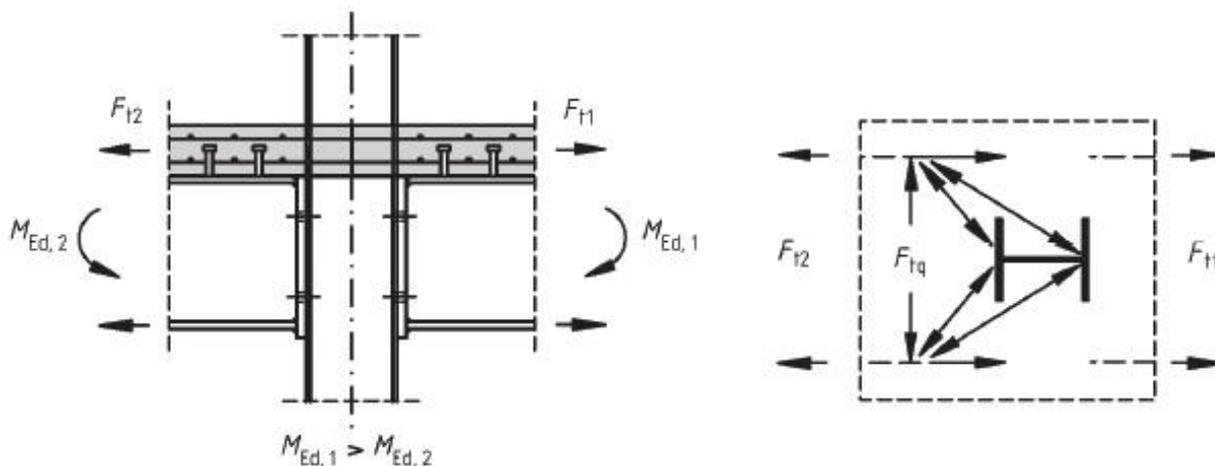


Figura A30.8.2: Modelo de bielas y tirantes

(4) Para una configuración de un solo lado calculada como unión mixta, la armadura longitudinal efectiva de la losa traccionada deberá anclarse suficientemente más allá del vano de la viga para que pueda desarrollarse la resistencia a tracción de cálculo.

#### 8.4.2.2 Chapa de contacto comprimida

- (1) Cuando la altura o el ancho de la chapa de contacto supere la dimensión correspondiente del ala comprimida de la sección de acero, la dimensión efectiva deberá calcularse suponiendo una difusión a  $45^\circ$  a través de la chapa de contacto.
- (2) Deberá suponerse que el área eficaz de la chapa de contacto comprimida puede alcanzar el límite elástico  $f_{yd}$ .

#### 8.4.3 Alma del pilar sometida a compresión transversal

- (1) Para una unión con chapa de conexión, el ancho eficaz del alma de un pilar comprimido  $b_{eff,c,wc}$  deberá determinarse suponiendo una difusión de  $45^\circ$  a través de la chapa de unión.

#### 8.4.4 Componentes de refuerzo

##### 8.4.4.1 Panel de alma del pilar a cortante

- (1) Cuando el alma de un pilar de acero esté embebida en hormigón, véase la Figura A30.6.17b, la resistencia a cortante de cálculo del alma, determinada de acuerdo con el apartado 6.2.6.1 del Anejo 26 del Código Estructural podrá aumentarse para considerar el revestimiento.

(2) Para una unión de un solo lado o de dos, cuyos cantos de las vigas sean similares, la resistencia a cortante de cálculo del hormigón de revestimiento del alma de un pilar mixto  $V_{wp,c,Rd}$  deberá determinarse como:

$$V_{wp,c,Rd} = 0,85vA_c f_{cd} \text{sen}\theta \quad (8.1)$$

con:

$$A_c = 0,8(b_c - t_w)(h - 2t_f)\text{cos}\theta \quad (8.2)$$

$$\theta = \arctan\left[\frac{h-2t_f}{z}\right] \quad (8.3)$$

donde:

- $b_c$  es el ancho del revestimiento de hormigón;
- $h$  es el canto de la sección del pilar;
- $t_f$  es el espesor del ala del pilar;
- $t_w$  es el espesor del alma del pilar;
- $z$  es el brazo mecánico, véase el apartado 6.2.7.1 y la Figura A26.6.15, ambos del Anejo 26 del Código Estructural.

(3) El coeficiente de reducción  $v$  para considerar el efecto de la compresión longitudinal en el pilar sobre la resistencia de cálculo del panel de alma del pilar a cortante deberá determinarse como:

$$v = 0,55 \left( 1 + 2 \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right) \leq 1,1 \quad (8.4)$$

donde

- $N_{Ed}$  es el esfuerzo axial de compresión de cálculo sobre el pilar;
- $N_{pl,Rd}$  es la resistencia plástica de cálculo de la sección del pilar incluido el revestimiento, véase el apartado 6.7.3.2.

#### 8.4.4.2 Alma de pilar sometida a compresión transversal

(1) Cuando el alma del pilar esté embebida en hormigón, la resistencia a compresión de cálculo del alma del pilar, determinada de acuerdo con el apartado 6.2.6.2 del Anejo 26 del Código Estructural podrá aumentarse para considerar el revestimiento.

(2) El valor de cálculo de la resistencia a compresión transversal del revestimiento de hormigón que envuelve el alma del pilar  $F_{c,wc,c,Rd}$  deberá determinarse como:

$$F_{c,wc,c,Rd} = 0,85k_{wc,c} t_{eff,c} (b_c - t_w) f_{cd} \quad (8.5)$$

donde:

- $t_{eff,c}$  es la longitud efectiva del hormigón, obtenida de la misma forma que el ancho eficaz  $b_{eff,c,wc}$  definido en el apartado 6.2.6.2 del Anejo 26 del Código Estructural.

(3) Cuando el revestimiento de hormigón se someta a tensión de compresión axial, su efecto en la resistencia del revestimiento de hormigón a compresión transversal podrá considerarse multiplicando el valor de  $F_{c,wc,c,Rd}$  por un coeficiente dado por:

$$k_{wc,c} = 1,3 + 3,3 \frac{\sigma_{com,c,Ed}}{f_{cd}} \leq 2,0 \quad (8.6)$$

donde:

$\sigma_{com,c,Ed}$  es la tensión de compresión en el revestimiento debido al esfuerzo normal  $N_{Ed}$ .

En ausencia de un método más preciso,  $\sigma_{com,c,Ed}$  podrá calcularse a partir de la contribución relativa del revestimiento de hormigón a la resistencia plástica de la sección del pilar a compresión  $N_{pl,Rd}$ , véase el apartado 6.7.3.2.

## 9 Losas mixtas con chapa nervada en edificación

### 9.1 Generalidades

#### 9.1.1 Alcance

- (1) En este Apartado 9 se tratan las losas de forjados mixtos flectando únicamente en la dirección de los nervios. También se incluyen las losas en voladizo. Es de aplicación al cálculo de estructuras de edificación en las que las solicitaciones sean predominantemente estáticas, incluyendo la edificación industrial en la que los forjados puedan estar sometidos a cargas móviles
- (2) El alcance se limita a las chapas con almas poco espaciadas. Se utilizará la definición que califica como chapa plegada con almas próximas aquella que cumple que la relación entre el ancho del nervio y la distancia entre ejes de nervios ( $b_r/b_s$ ) es menor de 0,6.
- (3) Se admiten forjados mixtos en estructuras sometidas a cargas muy repetitivas o cargas de impacto, pero se requiere un cuidado especial en los detalles constructivos para asegurar que la acción mixta no se deteriora a lo largo del tiempo.
- (4) No se excluyen las losas sometidas a cargas sísmicas, siempre que se defina un método de dimensionamiento apropiado para las condiciones sísmicas concretas del proyecto o se establezca en otro anejo de este Código Estructural.
- (5) Las losas mixtas podrán utilizarse como arriostramientos laterales de las vigas metálicas y para actuar como diafragma para resistir acciones horizontales, pero no se recogen reglas específicas en este Anejo.

#### Comentarios:

El dimensionado de las chapas nervadas quedan fuera del ámbito del Código Estructural. En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1993-1-3 proporciona reglas adicionales para perfiles y chapas de paredes delgadas conformadas en frío.

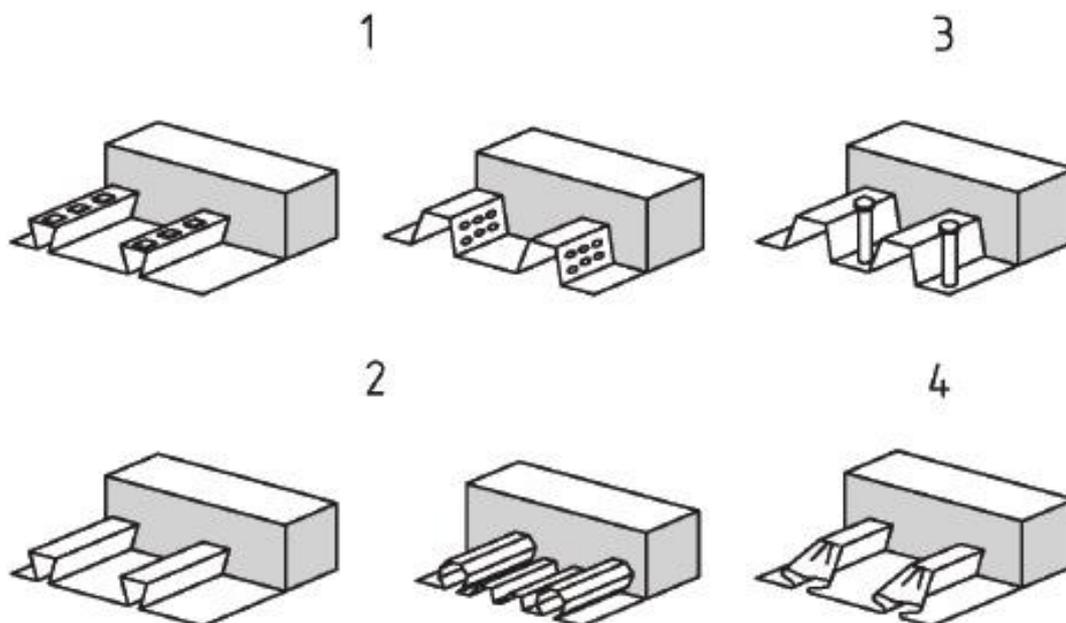
#### 9.1.2 Definiciones

##### 9.1.2.1 Tipos de conexiones a rasante

La chapa de acero nervada debe ser capaz de transmitir esfuerzos rasantes en la superficie de contacto entre la chapa y el hormigón; no se considera efectiva para la acción mixta la mera adherencia entre la chapa de acero y el hormigón. El comportamiento mixto entre chapa nervada y hormigón deberá asegurarse por uno o más de los siguientes métodos, véase la Figura A30.9.1:

- a) engarce mecánico proporcionado por deformaciones en el perfil (hendiduras o resaltos);
- b) engarce por rozamiento para la forma de los perfiles con nervios;
- c) anclaje en extremo disponiendo pernos soldados u otro tipo de conexión local entre hormigón y chapa de acero, únicamente en combinación con (a) ó (b);
- d) anclaje en extremo por deformación de los nervios en el extremo de la chapa, únicamente en combinación con (b).

No se excluyen otros medios pero no entran en el alcance de este Anejo.



#### Leyenda

- 3 engarce mecánico
- 4 engarce por rozamiento
- 5 anclaje en extremo por pernos soldados a través del tablero
- 6 anclaje en extremo por deformación de los nervios

Figura A30.9.1: Formas típicas de encaje de las losas mixtas

### 9.1.2.2 Conexión completa total y parcial a rasante

Se considera que el vano de una losa está totalmente conectado a rasante cuando el aumento en la resistencia a esfuerzo rasante de la conexión no supone un aumento del momento último resistente en el elemento. En caso contrario, la conexión a rasante será parcial.

## 9.2 Detalles constructivos de proyecto

### 9.2.1 Espesor de la losa y armadura

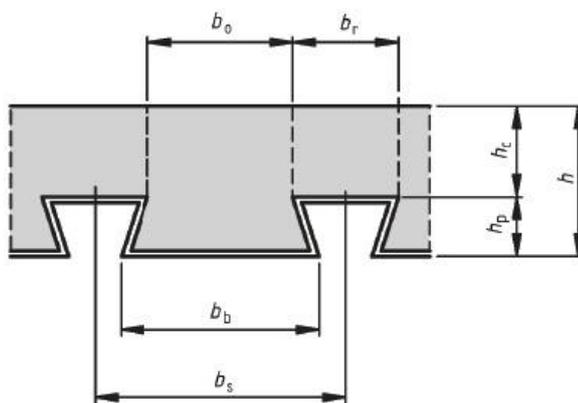
(1) El canto total de la losa mixta  $h$  no deberá ser inferior a  $80 \text{ mm}$ . El espesor del hormigón  $h_c$  sobre la superficie principal plana de la parte superior de los nervios de la chapa no deberá ser inferior a  $40 \text{ mm}$ .

(2) Si la losa actúa de forma mixta con la viga o se utiliza como diafragma, el canto total no deberá ser inferior a  $90 \text{ mm}$  ni  $h_c$  a  $50 \text{ mm}$ .

(3) La armadura transversal y longitudinal deberá disponerse dentro del canto  $h_c$  del hormigón.

(4) La cuantía de armado en ambas direcciones no deberá ser inferior a  $80 \text{ mm}^2/\text{m}$ .

Chapa corrugada cuya fibra inferior forma un ángulo agudo con el nervio



Chapa corrugada cuya fibra inferior forma un ángulo obtuso con el nervio

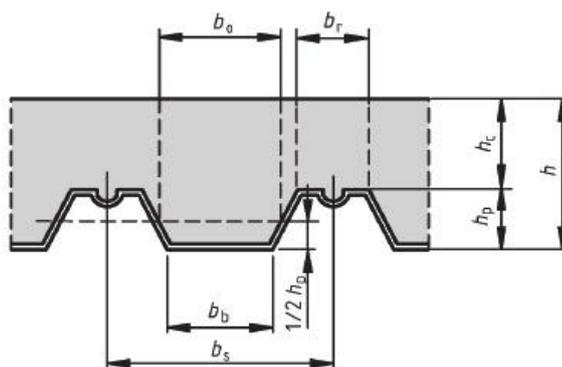


Figura A30.9.2: Dimensiones de chapa y losa

- (5) La separación entre barras de armado no deberá superar el valor menor de entre  $2h$  y  $350\text{ mm}$ .

### 9.2.2 Áridos

(1) El tamaño nominal de los áridos se determinará en función de la dimensión más pequeña de los elementos estructurales en donde el hormigón sea vertido y no deberá superar el menor de los siguientes valores:

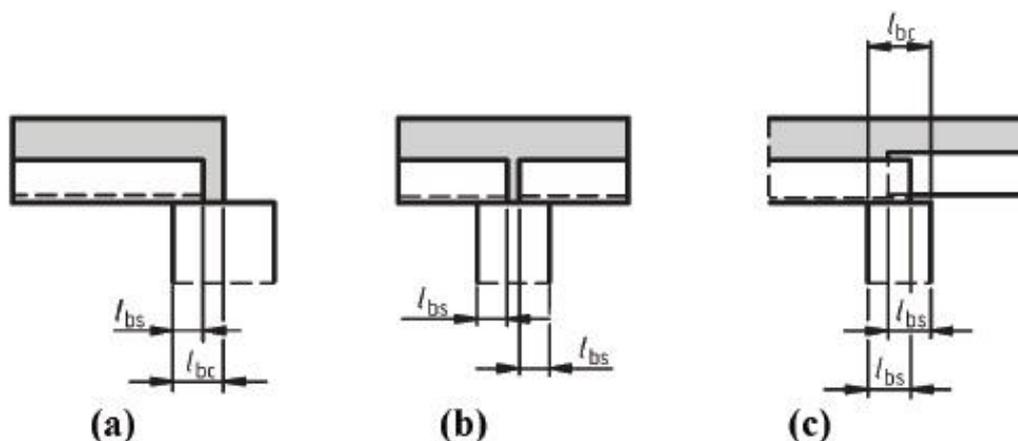
- $0,40 h_c$ , véase la Figura A30.9.2;
- $b_0/3$ , donde  $b_0$  es el ancho medio de los nervios (mínimo ancho para las chapas corrugadas cuya fibra inferior forme un ángulo agudo con el nervio), véase la Figura A30.9.2;
- $31,5\text{ mm}$  (Tamiz C 31,5).

### 9.2.3 Requisitos de apoyo

(1) La longitud de apoyo será la necesaria para garantizar que no sufran daño ni la losa ni el apoyo; de forma que la sujeción de la chapa al apoyo pueda conseguirse sin daño sobre este y sin que se produzca un fallo como resultado de un desplazamiento accidental durante el montaje.

(2) Las longitudes de apoyo  $l_{bc}$  y  $l_{bs}$  definidos en la Figura A30.9.3 no deberán ser inferiores a los siguientes valores límite:

- para losas mixtas apoyadas en acero u hormigón:  $l_{bc} = 75 \text{ mm}$  y  $l_{bs} = 50 \text{ mm}$ ;
- para losas mixtas apoyadas en otros materiales:  $l_{bc} = 100 \text{ mm}$  y  $l_{bs} = 75 \text{ mm}$ .



Nota: El solape de algunos perfiles laminados no es posible en la práctica

Figura A30.9.3: Longitudes mínimas de apoyo

## 9.3 Acciones y solicitaciones

### 9.3.1 Situaciones de proyecto

(1) Toda situación de proyecto relevante y estado límite deberán considerarse en el cálculo para asegurar un grado adecuado de seguridad y servicio.

(2) Deberán considerarse las siguientes situaciones:

- a) Chapas de acero nervadas actuando como encofrados: Se requerirá una comprobación del comportamiento de la chapa nervada mientras actúe como encofrado del hormigón fresco. Deberá tenerse en cuenta el efecto de los apeos, si los hubiera.
- b) Losa mixta: Se requerirá comprobación para la losa de forjado una vez haya comenzado el comportamiento mixto y se haya eliminado cualquier apeo.

### 9.3.2 Acciones sobre la chapa de acero nervada como encofrado

(1) Deberán tenerse en cuenta las siguientes cargas en el cálculo de la chapa de acero como encofrado:

- el peso del hormigón y de la chapa de acero;

- las cargas de construcción incluyendo acumulaciones locales del hormigón durante la construcción, de acuerdo la legislación específica vigente;
- la carga de almacenaje, si hubiera;
- el efecto de la deformación como encofrado (aumento del canto del hormigón debido a la flecha de la chapa).

(2) Si la flecha central  $\delta$  de la chapa bajo su propio peso más el del hormigón fresco, calculada para servicio, es menor a 1/10 del canto de la losa, el efecto debido a la deformación del encofrado podrá despreciarse en el cálculo de la chapa de acero. Si se supera este límite, deberá tenerse en cuenta el efecto. Podrá suponerse en el cálculo que el espesor nominal de hormigón aumenta sobre todo el vano en  $0,7\delta$ .

### **9.3.3 Acciones sobre la losa mixta**

- (1) Las cargas y disposiciones de cargas deberán ser acordes con la reglamentación específica vigente.
- (2) En las comprobaciones de cálculo de los estados límite últimos, podrá suponerse que todas las cargas actúan sobre la losa mixta, siempre que esta hipótesis se tome también para el cálculo del rasante.

## **9.4 Determinación de esfuerzos**

### **9.4.1 Chapas de acero nervadas actuando como encofrados**

- (1) Para los estados límite de servicio deberán usarse métodos de análisis lineales.

#### **Comentarios:**

Los perfiles y chapas de paredes delgadas conformadas en frío quedan fuera del ámbito del Código Estructural. En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1993-1-3 proporciona reglas de proyecto para elementos.

### **9.4.2 Análisis de la losa mixta**

- (1) Podrán aplicarse los siguientes métodos de análisis para los estados límite últimos:
- a) análisis elástico lineal con o sin redistribución;
  - b) análisis rígido-plástico global siempre que se demuestre que las secciones que precisen rótulas plásticas tienen suficiente capacidad de giro;
  - c) análisis elasto-plástico, teniendo en cuenta las propiedades no lineales de los materiales.
- (2) Los métodos lineales de análisis deberán utilizarse para los estados límite de servicio.
- (3) Si se desprecian los efectos de fisuración del hormigón en el dimensionamiento para los estados límite últimos, los momentos flectores en los apoyos intermedios podrán reducirse opcionalmente hasta un 30% y deberán hacerse los

correspondientes aumentos en los momentos flectores positivos en los vanos adyacentes.

(4) Se podrá aplicar en estados límite últimos el análisis plástico sin ninguna comprobación directa de la capacidad de giro si el acero pasivo utilizado es clase C de acuerdo con el Apéndice C del Anejo 19 del Código Estructural y la luz no supera los 3,0 m.

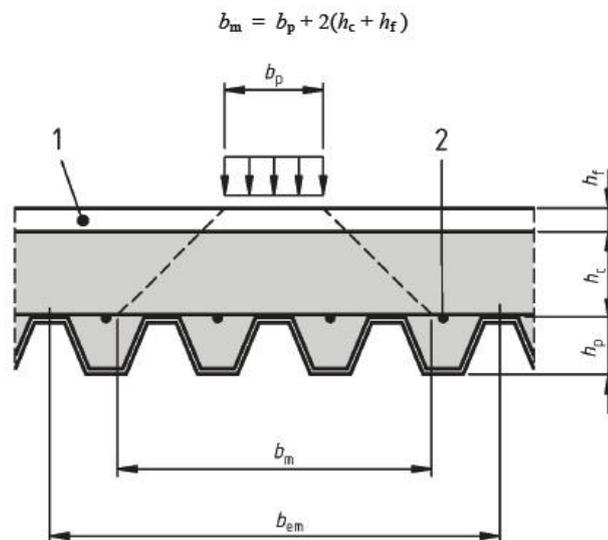
(5) Una losa continua podrá dimensionarse como una serie de vanos simplemente apoyados. Deberá disponerse una armadura nominal sobre los apoyos intermedios de acuerdo con el apartado 9.8.1.

### 9.4.3 Ancho eficaz de una losa mixta para cargas puntuales concentradas y lineales

(1) A menos que se realice un análisis más preciso, podrá considerarse que tanto las cargas puntuales como las lineales actúan sobre un ancho eficaz que tiene en cuenta la difusión de la carga a través del espesor de la losa.

(2) Las cargas concentradas o lineales paralelas al vano de la losa deberán considerarse distribuidas sobre un ancho  $b_m$ , medido inmediatamente sobre los nervios de la chapa, véase la Figura A30.9.4, y dado como:

$$b_m = b_p + 2(h_c + h_f) \quad (9.1)$$



Leyenda  
1 acabado  
2 armadura

Figura A30.9.4: Distribución de la carga concentrada

(3) Para cargas concentradas en línea perpendiculares al vano de la losa, deberá utilizarse la expresión (9.1) para  $b_m$ , con  $b_p$  tomado como la longitud de la carga concentrada en línea.

(4) Si  $h_p/h$  no supera 0,6 veces el ancho de la losa considerada como eficaz para el análisis global y para el cálculo de la resistencia, podrá determinarse de forma simplificada mediante las expresiones (9.2) a (9.4).

(a) para flexión y rasante:

- para vanos simples y exteriores de losas continuas

$$b_{em} = b_m + 2L_p \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) \leq \text{ancho de la losa} \quad (9.2)$$

- para vanos interiores de losas continuas

$$b_{em} = b_m + 1,33L_p \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) \leq \text{ancho de la losa} \quad (9.3)$$

(b) para cortante:

$$b_{ev} = b_m + L_p \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) \leq \text{ancho de la losa} \quad (9.4)$$

donde:

$L_p$  es la distancia del centro de la carga al apoyo más cercano;

$L$  es la longitud del vano.

(5) Si la carga característica impuesta no supera los siguientes valores, podrá utilizarse una armadura nominal transversal sin más cálculos:

- carga concentrada: 7,5 kN;
- carga distribuida: 5,0 kN/m<sup>2</sup>.

Esta armadura transversal deberá tener un área no menor al 0,2% del área de hormigón estructural sobre los nervios y deberá extenderse en un ancho no menor que  $b_{em}$ , calculado de acuerdo a este apartado. Las longitudes mínimas de anclaje deberán disponerse más allá de este ancho de acuerdo con el Anejo 19 del Código Estructural. La armadura dispuesta para otros propósitos podrá colaborar en el cumplimiento de todos o parte de estos requisitos.

(6) Cuando la condición de (5) no se cumpla, deberá determinarse la distribución de los momentos flectores debida a cargas puntuales o en línea y la armadura transversal adecuada utilizando el Anejo 19 del Código Estructural.

### 9.5 Comprobación de la chapa de acero nervada como encofrado en estados límite últimos

(1) La comprobación de la chapa de acero nervada en los estados límite últimos queda fuera del ámbito del Código Estructural. Deberá considerarse el efecto de los resaltes y las hendiduras en las resistencias de cálculo.

#### Comentarios:

Los perfiles y chapas de paredes delgadas conformadas en frío quedan fuera del ámbito del Código Estructural. En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1993-1-3 proporciona reglas de proyecto para elementos.

## 9.6 Comprobación de la chapa de acero nervada como encofrado en estados límite de servicio

(1) La flecha  $\delta_s$  de la chapa sometida a su propio peso más el peso del hormigón fresco, excluyendo las cargas de construcción, no deberá superar la  $\delta_{s,max} L/180$ , siendo  $L$  la luz efectiva. Para la determinación de la luz efectiva se tendrán en cuenta los apeos en caso de existir.

### Comentarios:

Los perfiles y chapas de paredes delgadas conformadas en frío quedan fuera del ámbito del Código Estructural. En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1993-1-3 proporciona reglas de proyecto para elementos.

## 9.7 Comprobación de las losas mixtas en los estados límite últimos

### 9.7.1 Criterios de proyecto

(1) Los valores de cálculo de los esfuerzos no deberán superar los valores de cálculo de las resistencias para los estados límite últimos correspondientes.

### 9.7.2 Flexión

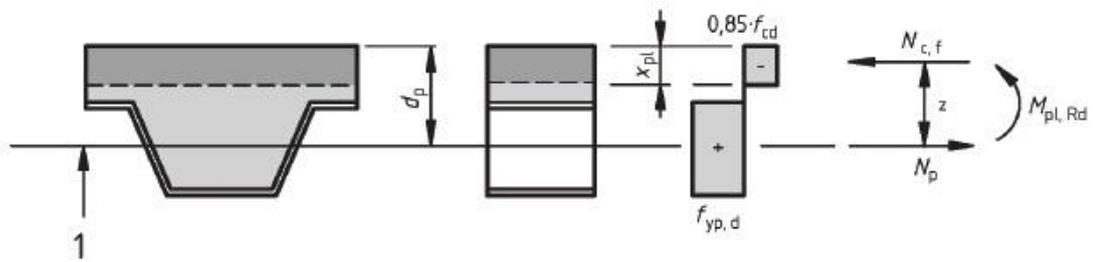
(1) En caso de conexión total a rasante, el momento resistente  $M_{Rd}$  de cualquier sección deberá determinarse mediante la teoría plástica de acuerdo con el apartado 6.2.1.2(1) pero tomando el límite elástico del elemento de acero (chapa) como el de la chapa,  $f_{yp,d}$ .

(2) En los momentos negativos, la contribución de la chapa de acero deberá considerarse únicamente cuando la chapa sea continua y no se haya utilizado la redistribución de momentos durante la fase de construcción por plastificación de las secciones sobre los apoyos.

(3) Para determinar el área eficaz  $A_{pe}$  de la chapa de acero, el ancho del relieve y las hendiduras en la chapa deberá despreciarse, salvo que se demuestre mediante ensayos que es eficaz un área mayor.

(4) El efecto del pandeo local de las partes comprimidas de la chapa deberá analizarse teniendo en cuenta los anchos eficaces que no superen el doble del límite establecido por el Anejo 22 del Código Estructural, Tabla A22.5.2 para almas de acero de Clase 1.

(5) El valor de cálculo del momento resistente a flexión positiva de una sección con la fibra neutra sobre la chapa deberá calcularse mediante la distribución de tensiones de la Figura A30.9.5.

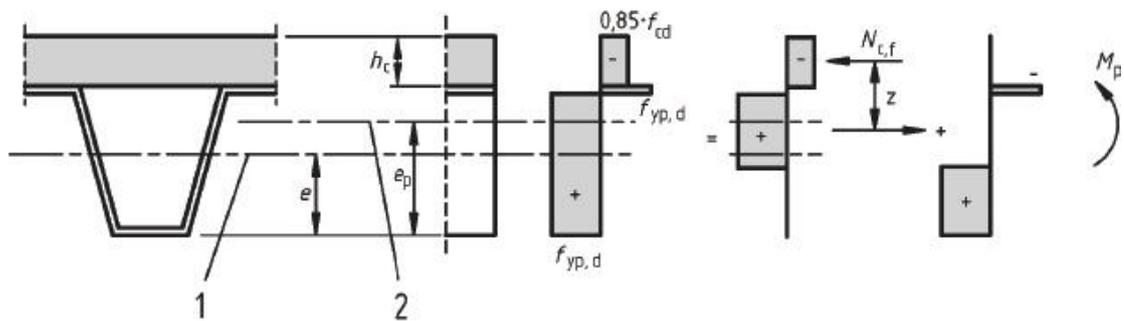


Leyenda

1 Centro de gravedad de la chapa de acero nervada

Figura A30.9.5: Distribución de tensiones para momentos positivos si la fibra neutra está sobre la chapa de acero

(6) El valor de cálculo del momento resistente a flexión positiva con la fibra neutra sobre la chapa deberá calcularse mediante la distribución de tensiones de la Figura A30.9.6.



Leyenda

1 centro de gravedad de la chapa de acero nervada

2 fibra neutra plástica de la chapa de acero nervada

Figura A30.9.6: Distribución de tensiones para momentos positivos si la fibra neutra está en la chapa de acero

Por simplificación  $z$  y  $M_{pr}$  podrán determinarse con las siguientes expresiones respectivamente:

$$z = h - 0,5h_c - e_p + (e_p - e) \frac{N_{cf}}{A_{pe}f_{yp,d}} \quad (9.5)$$

$$M_{pr} = 1,25M_{pa} \left( 1 - \frac{N_{cf}}{A_{pe}f_{yp,d}} \right) \leq M_{pa} \quad (9.6)$$

(2) Si la contribución de la chapa de acero se desprecia, el momento resistente a flexión negativa de una sección deberá calcularse mediante la distribución de tensiones de la Figura A30.9.7.

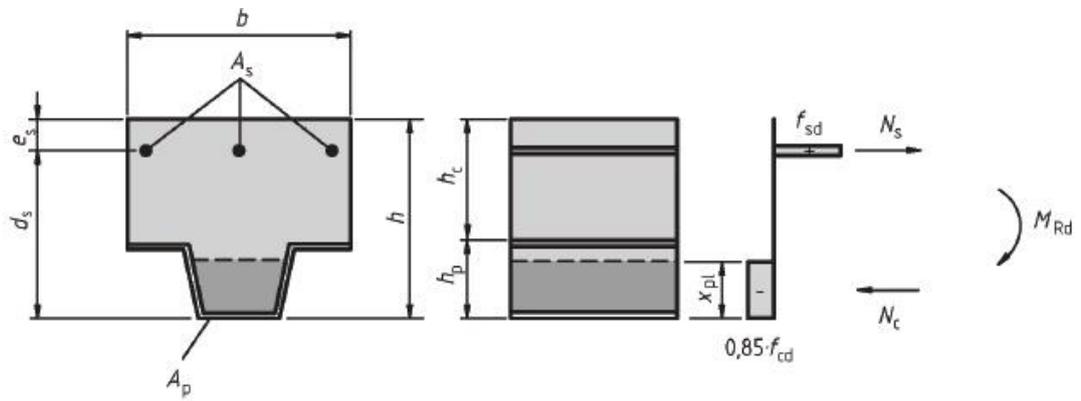


Figura A30.9.7: Distribución de tensiones para momentos negativos

### 9.7.3 Esfuerzo rasante en losas sin anclajes en los extremos

- (1) Las disposiciones de este apartado son de aplicación en losas mixtas con engarces mecánicos o de fricción (tipos (a) ó (b) definidos en 9.1.2.1)
- (2) El valor de cálculo de la resistencia al rasante deberá determinarse mediante el método  $m - k$ , véase (4) y (5) siguientes, o por el método de la conexión parcial dado en (7) – (10). El método de la conexión parcial deberá utilizarse únicamente para losas mixtas con comportamiento dúctil a rasante.
- (3) El comportamiento a rasante deberá considerarse como dúctil si la carga límite supera la carga que produce un deslizamiento acumulado en el extremo de 0,1 mm en más del 10%. Si la carga de rotura se alcanza para una flecha en centro de vano superior a  $L/50$ , la carga límite deberá tomarse como la carga que produce una flecha en centro de vano de  $L/50$ .
- (4) Si se aplica el método  $m - k$  deberá comprobarse que el cortante máximo solicitante  $V_{Ed}$  para un ancho de la losa  $b$  no supera la resistencia de cálculo a cortante  $V_{1,Rd}$  determinada a partir de la siguiente expresión:

$$V_{1,Rd} = \frac{bd_p}{\gamma_{VS}} \left( \frac{mA_p}{bL_s} + k \right) \quad (9.7)$$

donde

- $b, d_p$  están en mm;
- $A_p$  es el área nominal de la chapa en  $mm^2$ ;
- $m, k$  son los valores de cálculo para los coeficientes empíricos en  $N/mm^2$  obtenidos de los ensayos de las losas coincidentes con los requisitos básicos del método  $m - k$ ;
- $L_s$  es la luz de cortante en mm definido en (5);
- $\gamma_{VS}$  es el coeficiente parcial de seguridad en estado límite último. El valor para su utilización será  $\gamma_{VS} = 1,25$ .

NOTA 2: El método de ensayo recogido en el Apéndice B podrá suponerse que coincide con los requisitos básicos del método  $m - k$ .

NOTA 3: En la expresión (9.7) se utilizará el área nominal  $A_p$  porque este valor se utiliza habitualmente para las evaluaciones de ensayos para determinar  $m$  y  $k$ .

- (5) Para el cálculo,  $L_s$  deberá tomarse como :
- $L/4$  para una carga aplicada uniformemente en toda la longitud del vano;
  - la distancia entre la carga aplicada y el apoyo más cercano para dos cargas iguales y dispuestas simétricamente;
  - para otras disposiciones de cargas, incluyendo una combinación de cargas distribuidas y puntuales asimétricas, deberá hacerse una evaluación basada en la experimentación o mediante el siguiente cálculo aproximado. La longitud del vano a cortante deberá tomarse como el máximo momento dividido por el mayor esfuerzo cortante vertical adyacente a los apoyos del vano considerado.

(6) Cuando se dimensione una losa mixta con continuidad, se permitirá la utilización de vanos isostáticos de longitud equivalente para la determinación de la resistencia. La longitud del vano deberá tomarse como:

- 0,8L para vanos intermedios;
- 0,9L para vanos exteriores.

(7) Si se aplica el método de conexión parcial deberá demostrarse que en cualquier sección el momento de cálculo  $M_{Ed}$  no supera el momento resistente de cálculo  $M_{Rd}$ .

(8) El momento resistente de cálculo  $M_{Rd}$  deberá determinarse como establece el apartado 9.7.2(6) pero sustituyendo  $N_{cf}$  por:

$$N_{cf} = \tau_{u,Rd} b L_x \leq N_{cf} \quad (9.8)$$

y

$$z = h - 0,5x_{pl} - e_p + (e_p - e) \frac{N_c}{A_{pefyp,d}} \quad (9.9)$$

donde:

$\tau_{u,Rd}$  es el valor de cálculo de la resistencia a cortante ( $\tau_{u,Rd}/\gamma_{VS}$ ) obtenida mediante ensayos de la losa que cumplen con los requisitos básicos del método de interacción parcial;

$L_x$  es la distancia de la sección considerada al apoyo más cercano.

$$\gamma_{VS} = 1,25.$$

NOTA 2: El método de ensayo dado en el Apéndice B podrá suponerse que cumple con los requisitos básicos para la determinación de  $\tau_{u,Rd}$ .

(9) En la expresión (9.8)  $N_c$  podrá aumentarse en  $\mu R_{Ed}$ , siempre que  $\tau_{u,Rd}$  se determine teniendo en cuenta el rasante adicional producido por la reacción del apoyo, donde:

$R_{Ed}$  es la reacción en el apoyo,

$\mu$  es el coeficiente nominal. El valor para su utilización será  $\mu = 0,5$

(10) En el método de conexión parcial podrá tenerse en cuenta la armadura inferior adicional.

#### 9.7.4 Esfuerzo rasante en losas con anclajes en los extremos

(1) Salvo que se demuestre mediante ensayos que otros dispositivos de cortante contribuyen a la resistencia a rasante, el anclaje en el extremo tipo (c), como se define en el apartado 9.1.2.1, deberá dimensionarse mediante la fuerza a tracción en la chapa de acero en estado límite último.

(2) El valor de cálculo de la resistencia a rasante de las losas con anclajes en los extremos tipo (c) y (d), definidos en 9.1.2.1, podrán determinarse por el método de conexión parcial dado en el apartado 9.7.3(7) con  $N_c$  incrementado por la resistencia de cálculo del anclaje extremo.

(3) La resistencia de cálculo a rasante  $P_{pb,Rd}$  de un perno soldado a través de la chapa utilizada como anclaje en el extremo deberá tomarse como el menor de los valores siguientes: la resistencia a cortante de cálculo de un perno de acuerdo con 6.6.4.2 o la capacidad de carga de la chapa determinada por la siguiente expresión:

$$P_{pb,Rd} = k_{\varphi} d_{do} t f_{yp,d} \quad (9.10)$$

con

$$k_{\varphi} = 1 + a/d_{do} \leq 6,0 \quad (9.11)$$

donde:

- $d_{do}$  es el diámetro del anillo de soldadura que puede tomarse como 1,1 veces el diámetro del vástago del perno;
- $a$  es la distancia desde el centro del perno al extremo de la chapa, que no será menor que  $1,5d_{do}$ ;
- $t$  es el espesor de la chapa.

### 9.7.5 Cortante

(1) La resistencia a cortante  $V_{p,Rd}$  de una losa mixta en un ancho igual a la distancia entre los centros de los nervios, deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.2 del Anejo 19 del Código Estructural.

### 9.7.6 Punzonamiento

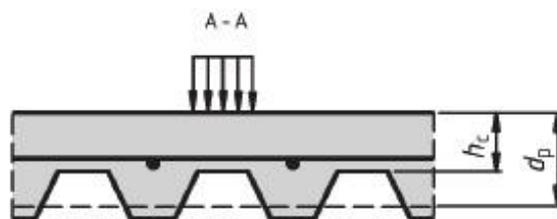
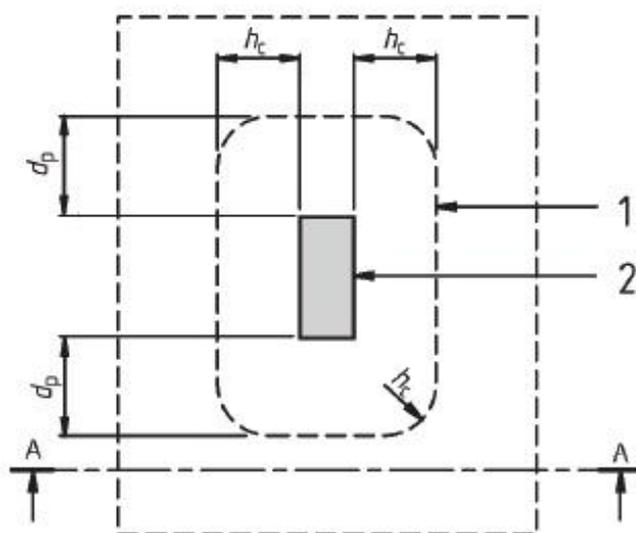
(1) La resistencia a punzonamiento  $V_{p,Rd}$  de una losa mixta sometida a una carga concentrada deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.4.4 del Anejo 19 del Código Estructural, donde el perímetro crítico deberá determinarse como muestra la Figura A30.9.8.

## 9.8 Comprobación de las losas mixtas en estado límite de servicio

### 9.8.1 Control de la fisuración del hormigón

(1) El ancho de fisura en regiones de momentos negativos de losas continuas deberá comprobarse de acuerdo con el apartado 7.3 del Anejo 19 del Código Estructural.

(2) Cuando la losa continua esté dimensionada como simplemente apoyada de acuerdo con el apartado 9.4.2(5), la cuantía mínima de armadura de refuerzo sobre los nervios no deberá ser menor al 0,2% del área de la sección de hormigón sobre los nervios para construcciones no apeadas y del 0,4% en construcciones apeadas.



Leyenda

- 3 perímetro crítico  $c_p$
- 4 área cargada

Figura A30.9.8: Perímetro crítico en punzonamiento

### 9.8.2 Flechas

- (1) Es de aplicación el apartado 3.4.3 del Anejo 18 del Código Estructural.
- (2) Las flechas debidas a cargas aplicadas sobre la chapa de acero quedan fuera del ámbito de este Código Estructural, debiendo calcularse de acuerdo a normativa técnica específica.

#### Comentarios:

Los perfiles y chapas de paredes delgadas conformadas en frío quedan fuera del ámbito del Código Estructural. En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1993-1-3 proporciona reglas de proyecto para elementos.

(3) Las flechas debidas a cargas aplicadas sobre el elemento mixto deberán calcularse aplicando un análisis elástico de acuerdo con el Apartado 5, despreciando los efectos de la retracción.

(4) Los cálculos de la flecha podrán omitirse si:

- la relación canto-luz no supera los límites establecidos en el apartado 7.4 del Anejo 19 del Código Estructural para hormigones poco cargados, y
- se cumple (6), para despreciar los efectos del deslizamiento en el extremo.

(5) Para un vano intermedio de una losa continua donde la conexión a rasante sea como la definida en el apartado 9.1.2.1 (a), (b) ó (c), la flecha podrá determinarse utilizando las siguientes aproximaciones:

- el momento de inercia se podrá tomar como la media de los valores de las secciones fisurada y no fisurada;
- para el hormigón, podrá utilizarse un valor medio del coeficiente de homogeneización para efectos a corto plazo y diferidos.

(6) Para vanos exteriores, si la carga que produce el comienzo del deslizamiento en la interfaz de la unión del extremo, determinada mediante ensayos, (definida como la carga ausente de un deslizamiento en el extremo de  $0,5\text{ mm}$ ) supera en 1,2 veces el valor de cálculo de la carga de servicio, no será necesario considerar el deslizamiento.

(7) Se dispondrán anclajes en los extremos si el desplazamiento en el extremo de la conexión para una carga 1,2 veces menor que el valor de cálculo de la carga de servicio, supera los  $0,5\text{ mm}$ . Como alternativa, deberán calcularse flechas considerando los efectos de los deslizamientos en los extremos.

(8) Si no se conoce experimentalmente la influencia de la conexión a rasante entre la chapa y el hormigón para una losa inferior con anclaje en el extremo deberá calcularse de forma simplificada como un arco con una barra traccionada. De este modelo, se obtendrán los alargamientos y acortamientos que proporcionan la flecha a considerar.

## Apéndice A. Recomendaciones para determinar la rigidez de los componentes de la unión en edificación

### A.1 Alcance

- (1) La rigidez de los siguientes componentes básicos de la unión podrá determinarse de acuerdo con A.2.1:
  - armadura longitudinal traccionada;
  - chapa de contacto de acero comprimida.
- (2) El Anejo 26 del Código Estructural define los coeficientes de rigidez  $k_i$ , en la expresión (6.27). La rigidez de los componentes identificados en dicho Anejo podrán tomarse como se establece en ella, salvo en lo dispuesto en el apartado A.2.2 siguiente.
- (3) La rigidez de las almas embebidas en hormigón en secciones de pilares de acero podrá determinarse de acuerdo con el apartado A.2.3 siguiente.
- (4) La influencia del deslizamiento de la conexión a rasante en la rigidez de una unión podrá determinarse de acuerdo con el apartado A.3.

### A.2 Coeficientes de rigidez

#### A.2.1 Componentes básicos de las uniones

##### A.2.1.1 Armadura longitudinal traccionada

- (1) El coeficiente de rigidez  $k_{s,r}$  para la fila  $r$  podrá obtenerse de la Tabla A30.A.1.

##### A.2.1.2 Chapa de contacto de acero comprimida

- (1) El coeficiente de rigidez podrá tomarse infinito.

Tabla A30.A.1: Coeficiente de rigidez  $k_{s,r}$

Configuración	Carga	Coeficiente de rigidez
De un lado	-	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{3,6h}$
De dos lados	$M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h/2}$
	$M_{Ed,1} > M_{Ed,2}$	Para la unión con $M_{Ed,1}$ : $k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h \left( \frac{1+\beta}{2} + K_\beta \right)}$ con: $K_\beta = \beta(4.3\beta^2 - 8,9\beta + 7,2)$
		Para la unión con $M_{Ed,2}$ : $k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h \left( \frac{1-\beta}{2} \right)}$
<p><math>A_{s,r}</math> es el área de la armadura longitudinal en la fila <math>r</math> en el ancho eficaz del ala de hormigón determinado para la sección en la conexión de acuerdo con el apartado 5.4.1.2;</p> <p><math>M_{Ed,i}</math> es el momento de cálculo aplicado a la conexión <math>i</math> por una viga conectada, véase la Figura A30.A.1;</p> <p><math>h</math> es el canto de la sección del pilar de acero, véase la Figura A30.6.17;</p> <p><math>\beta</math> es el parámetro de transformación según el apartado 5.3 del Anejo 26 del Código Estructural.</p> <p>Nota: El coeficiente de rigidez para <math>M_{Ed,1} = M_{Ed,2}</math> es aplicable a las configuraciones de uniones viga-viga por ambos lados bajo la misma situación de carga, siempre que el ancho del ala de la viga primaria de apoyo sustituya el canto <math>h</math> de la sección del pilar.</p>		

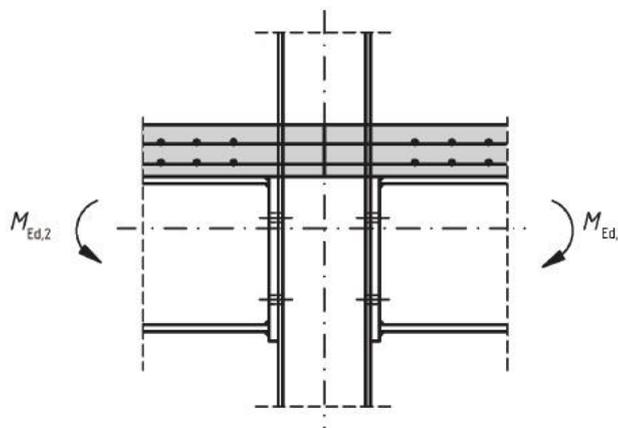


Figura A30.A.1: Unión con momentos flectores

## A.2.2 Otros componentes en uniones mixtas

### A.2.2.1 Alma del pilar solicitada a cortante

(1) Para refuerzos no rigidizados en una unión con conexión mediante chapa de contacto de acero, el coeficiente de rigidez  $k_1$  podrá tomarse como 0,87 veces el valor dado según el Anejo 26 del Código Estructural, Tabla A26.6.11.

### A.2.2.2 Alma del pilar solicitada a compresión transversal

(1) En las uniones entre un alma no rigidizada y una chapa de contacto, el coeficiente de rigidez  $k_2$  podrá tomarse como:

$$k_2 = \frac{0,2b_{eff,c,wc}t_{wc}}{d_c} \quad (A.1)$$

donde:

$b_{eff,c,wc}$  es el ancho eficaz del alma del pilar comprimido, véase el apartado 8.4.3.1.

El apartado 6 del Anejo 26 del Código Estructural define otros términos.

## A.2.3 Componentes de refuerzo

### A.2.3.1 Alma del pilar solicitada a cortante

(1) Cuando el alma del pilar de acero esté embebida en hormigón, véase la Figura A30.6.17b, la rigidez del refuerzo podrá aumentarse para considerar el revestimiento. El incremento  $k_{1,c}$  al coeficiente de rigidez  $k_1$  podrá determinarse como

$$k_{1,c} = 0,06 \frac{E_{cm} b_c h_c}{E_a \beta z} \quad (A.2)$$

donde:

$E_{cm}$  es el módulo de elasticidad del hormigón;

$z$  es el brazo mecánico, véase la Figura A26.6.15 del Anejo 26 del Código Estructural.

### A.2.3.2 Alma del pilar solicitada a compresión transversal

(1) Cuando el alma del pilar de acero esté embebida en hormigón, véase la Figura A30.6.17b, la rigidez del alma del pilar comprimido podrá aumentarse para tener en cuenta el revestimiento.

(2) Para la conexión por chapa de contacto, el coeficiente  $k_{2,c}$  que debe sumarse al coeficiente de rigidez  $k_2$  podrá determinarse como:

$$k_{2,c} = 0,13 \frac{E_{cm} t_{eff,c} b_c}{E_a h_c} \quad (A.3)$$

donde:

$t_{eff,c}$  es el espesor eficaz del hormigón, véase el apartado 8.4.4.2(2).

(3) Para una conexión en el extremo mediante chapa de contacto, el incremento  $k_{2,c}$  podrá determinarse como:

$$k_{2,c} = 0,5 \frac{E_{cm} t_{eff,c} b_c}{E_a h_c} \quad (A.4)$$

## A.3 Deformación de la conexión a rasante

(1) Salvo que se considere la deformación de la conexión a rasante mediante un método más preciso, la influencia del deslizamiento de una unión podrá determinarse mediante los epígrafes (2) – (5) siguientes.

(2) El coeficiente de rigidez  $k_{s,r}$ , véase A.2.1.1, podrá multiplicarse por el coeficiente de reducción  $k_{slip}$ :

$$k_{slip} = \frac{1}{1 + \frac{E_s k_{s,r}}{K_{sc}}} \quad (A.5)$$

con:

$$K_{sc} = \frac{N k_{sc}}{v - \left( \frac{v-1}{1+\xi} \right) \frac{h_s}{d_s}} \quad (A.6)$$

$$v = \sqrt{\frac{(1+\xi) N k_{sc} l d_s^2}{E_a I_a}} \quad (A.7)$$

$$\xi = \frac{E_a I_a}{d_s^2 E_s A_s} \quad (A.8)$$

donde:

$h_s$  es la distancia entre las barras longitudinales traccionadas y el centro de la compresión; véase el Anejo 26 del Código Estructural, Figura A26.6.15 para el centro de compresión;

$d_s$  es la distancia entre las barras longitudinales traccionadas y el centro de gravedad de la sección de la viga de acero;

$I_a$  es el momento de inercia de la sección acero estructural;

$l$  es la longitud de la viga adyacente a la unión que esta solicitada a momentos negativos, en la que el pórtico arriostrado podrá tomarse como el 15% de la longitud del vano;

$N$  es el número de conectadores dispuestos a lo largo de  $l$ ;

$k_{SC}$  es la rigidez de un conectador.

(3) La rigidez del conectador,  $k_{SC}$ , podrá tomarse como  $0,7P_{Rk}/s$ , donde:

$P_{Rk}$  es la resistencia característica del conectador;

$s$  es el deslizamiento, calculado mediante ensayos de cizallamiento de acuerdo con el Apéndice B, a una carga de  $0,7P_{Rk}$ .

(4) De forma alternativa, para una losa maciza o mixta en la que el coeficiente de reducción  $k_t$  sea unitario, véase el apartado 6.6.4.2, podrán suponerse los siguientes valores aproximados para  $k_{SC}$ :

- para pernos de 19 mm de diámetro: 100 kN/mm
- para angulares conformados en frío de 80 a 100 mm de canto: 70 kN/mm

(5) Para uniones mixtas con más de una capa de armaduras consideradas efectivas en tracción, se aplica (2) siempre que las capas se representen por una única capa de área equivalente y a unas distancias equivalentes del centro de compresiones y del centro de la sección de la viga de acero.

## Apéndice B. Ensayos normalizados recomendados

### B.1 Generalidades

- (1) Las reglas de este Anejo se dan para:
  - a) ensayos de conectadores en B.2 y
  - b) ensayos de losas de forjados mixtos en B.3.

NOTA: Estos procedimientos normalizados para ensayos se incluyen en ausencia de los Documentos de Evaluación Europeos, DEE.

### B.2 Ensayos de los conectadores

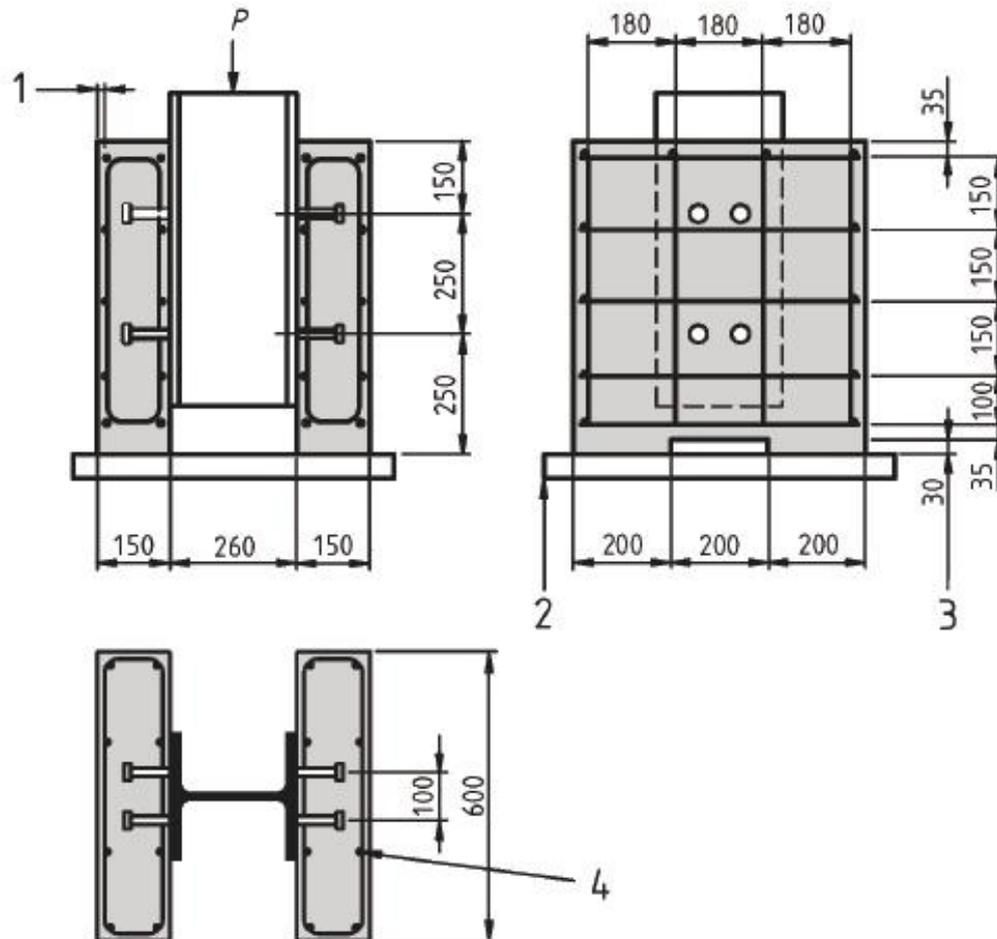
#### B.2.1 Generalidades

- (1) Cuando las reglas de cálculo en el apartado 6.6 no sean de aplicación, el dimensionamiento deberá basarse en ensayos, desarrollados de forma que proporcionen información de las propiedades de las conexiones a cortante requeridas para el cálculo de acuerdo con este Anejo.
- (2) Las variables a investigar incluyen la geometría y las propiedades mecánicas de la losa de hormigón, los conectadores y las armaduras.
- (3) La resistencia a las cargas, distintas de las de fatiga, podrá determinarse mediante ensayos de cizallamiento de acuerdo con los requisitos de este Apéndice.
- (4) Para ensayos de fatiga la probeta deberá prepararse también de acuerdo a este Apéndice.

#### B.2.2 Preparación del ensayo

- (1) Cuando los conectadores se utilicen en vigas en T con losas de hormigón de espesor uniforme, o con nervios que cumplan con el apartado 6.6.5.4 de este anejo, podrán realizarse ensayos a compresión normalizados. En otros casos, deberán realizarse ensayos a cizallamiento específicos.
- (2) Para los ensayos de cizallamiento normalizados, las dimensiones de la probeta, la sección de acero y la armadura deberán disponerse como establece la Figura A30.B.1. El rebaje en la losa de hormigón es opcional.
- (3) Los ensayos de cizallamiento específicos deberán llevarse a cabo de tal forma que las losas y la armadura se dimensionen adecuadamente en comparación con las vigas para las que se diseña el ensayo.
  - a) la longitud  $l$  de cada losa deberá relacionarse con la separación longitudinal de los conectores en la estructura mixta;
  - b) el ancho  $b$  de cada losa no deberá superar el ancho eficaz de la losa de la viga;

- c) el espesor  $h$  de cada losa no deberá superar el espesor mínimo de la losa en la viga;
- d) cuando el nervio de una viga no cumpla con el apartado 6.6.5.4, las losas de la probeta deberán tener el mismo nervio y armado que la viga.



Leyenda

- 1 Recubrimiento de 15 mm
  - 2 Lecho de mortero o yeso
  - 3 Rebaje opcional
  - 4 Armadura: Barras corrugadas  $\phi 10$  mm de alta adherencia con  $450 \leq f_{sk} \leq 550$  N/mm<sup>2</sup>
- Sección de acero: HE 260 B ó 254x254x89 kg. UC

Figura A30.B.1: Probeta para un ensayo de cizallamiento normalizado

### B.2.3 Preparación de las probetas

- (1) Las losas de hormigón deberán ejecutarse en posición horizontal, como se hace en la práctica para vigas mixtas.
- (2) Deberá evitarse la adherencia en el contacto entre alas de la viga de acero y el hormigón untando grasas en el ala o por otros medios apropiados.
- (3) La probeta para el ensayo de cizallamiento deberán curarse al aire.
- (4) De cada amasada deben prepararse un mínimo de cuatro probetas de hormigón (cilíndricas o cúbicas) para determinar la resistencia cilíndrica a la vez que se hormigonan las probetas para el ensayo de cizallamiento. Estas probetas de hormigón deberán curarse junto con las probetas para el ensayo a cizallamiento. La resistencia del hormigón  $f_{cm}$  deberá tomarse como el valor medio.
- (5) La resistencia a compresión  $f_{cm}$  del hormigón en el momento del ensayo deberá ser el  $70\% \pm 10\%$  de la resistencia específica del hormigón  $f_{ck}$  de las vigas para las que se diseña el ensayo. Este requisito se podrá cumplir utilizando hormigón de la resistencia especificada, pero ensayando antes de los 28 días del hormigonado de las probetas.
- (6) Se determinarán el límite elástico, la resistencia a tracción y el alargamiento en rotura de una probeta representativa de material conector.
- (7) Si se utilizan chapas de acero nervadas en las losas, para determinar su resistencia a tracción y límite elástico, deberán realizarse ensayos sobre probetas extraídas de las mismas chapas que se utilizaran para los ensayos de cizallamiento.

### B.2.4 Procedimiento del ensayo

- (1) Primero, la carga deberá aplicarse en incrementos hasta el 40% de la carga de rotura esperada y después deben aplicarse 25 ciclos con una carga variable entre el 5% y el 40% de la carga de rotura esperada.
- (2) Los incrementos de carga posteriores deberán aplicarse de forma que no produzcan la rotura en menos de 15 minutos.
- (3) El desplazamiento longitudinal entre la losa de hormigón y la sección de acero deberá medirse continuamente durante la carga o en cada incremento de carga. El desplazamiento deberá medirse al menos hasta que la carga haya descendido un 20% desde su valor máximo.
- (4) Deberá medirse tan cerca como sea posible de cada grupo de conectadores la separación transversal entre la sección de acero y la losa.

### B.2.5 Evaluación del ensayo

- (1) Si se llevan a cabo tres ensayos de probetas normalizadas idénticas y la desviación del resultado de cualquier ensayo individual respecto del valor medio obtenido de todos los ensayos no supera el 10%, la resistencia de cálculo podrá determinarse como sigue:

- la resistencia característica  $P_{Rk}$  deberá tomarse como la carga de rotura mínima (dividida por el número de conectadores) reducida en un 10%;
- la resistencia de cálculo  $P_{Rd}$  deberá calcularse como:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad (\text{B.1})$$

donde:

- $f_u$  es la resistencia última específica mínima del material conectador;
- $f_{ut}$  es la resistencia última real del material conectador en la probeta del ensayo y
- $\gamma_V$  es el coeficiente parcial de seguridad de la conexión a rasante. El valor a utilizar será  $\gamma_V = 1,25$

(2) Si la desviación del valor medio supera el 10%, deberán realizarse al menos tres ensayos más del mismo tipo. Entonces deberá llevarse a cabo la evaluación del ensayo de acuerdo con el Anejo 18 del Código Estructural, Apéndice D.

(3) Cuando el conectador se componga de dos elementos separados, uno para resistir el rasante y otro para resistir las fuerzas que tienden a separar la losa de la viga de acero, los tirantes que resisten la separación deberán tener suficiente rigidez y fuerza para que la separación en los ensayos de compresión, medidos cuando los conectadores estén sometidos al 80% de su carga última, sea menos que la mitad del movimiento longitudinal de la losa relativo a la viga.

(4) La capacidad de deslizamiento de la probeta  $\delta_u$  deberá tomarse como el desplazamiento máximo medido al nivel de carga característica, como muestra la Figura A30.B.2. La capacidad de deslizamiento característica  $\delta_{uk}$  deberá tomarse como el valor mínimo de ensayo de  $\delta_u$  reducido en un 10% o determinarse por evaluación estadística de todos los resultados de los ensayos. En último caso, la capacidad de deslizamiento característico deberá determinarse de acuerdo con el Anejo 18 del Código Estructural, Apéndice D.

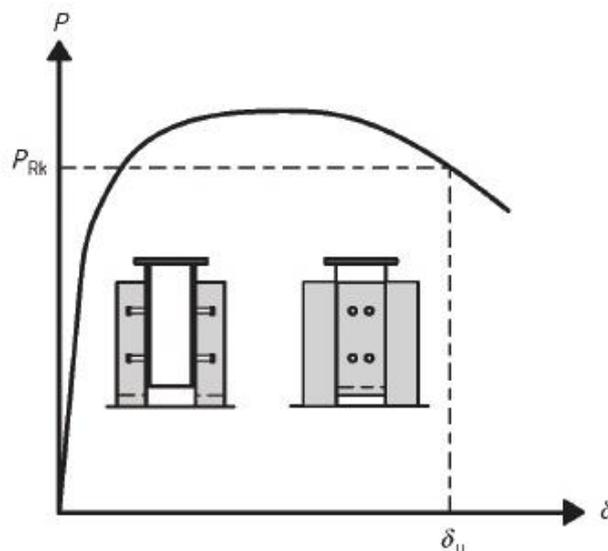


Figura A30.B.2: Determinación de la capacidad de deslizamiento  $\delta_u$

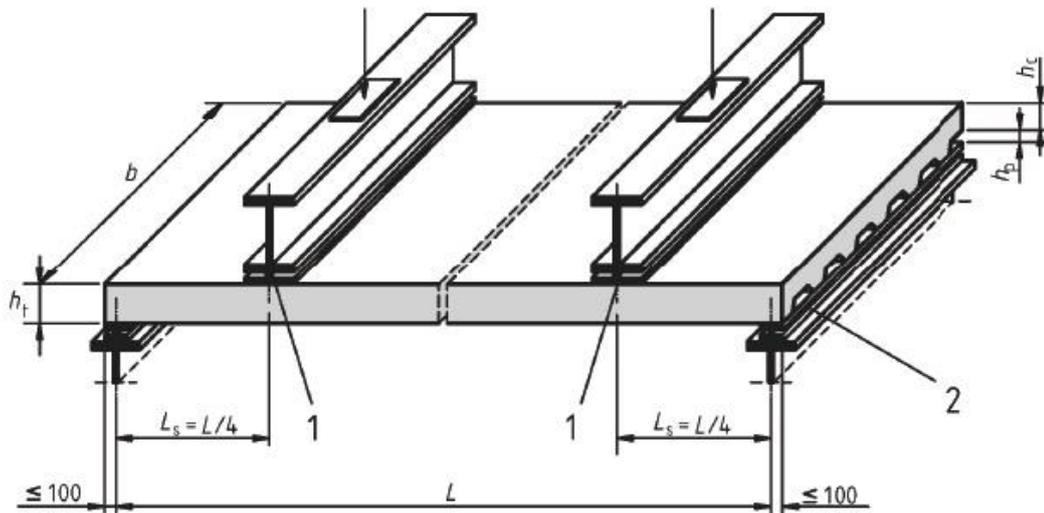
## B.3 Ensayos de las losas de forjados mixtos

### B.3.1 Generalidades

- (1) Los ensayos de las losas de forjados mixtos deberán utilizarse para la determinación de los coeficientes  $m$  y  $k$  o del valor  $\tau_{u,Rd}$  a utilizar en la comprobación de la resistencia a rasante que se establece en el Apartado 9.
- (2) El comportamiento a rasante se clasifica como frágil o dúctil según las curvas carga-flecha. El comportamiento se considera dúctil si cumple con el apartado 9.7.3(3). En caso contrario el comportamiento se clasifica como frágil.
- (3) Las variables a investigar incluyen el espesor y tipo de chapa de acero, la calidad del acero, el revestimiento de la chapa, la densidad y la calidad del hormigón, el espesor de la losa y la longitud a cortante  $L_s$ .
- (4) Para reducir el número de ensayos requeridos para una investigación completa, los resultados obtenidos de una serie de ensayos podrán utilizarse también para otros valores o variables, como:
  - para un espesor de la chapa de acero  $t$  mayor que el ensayado;
  - para un hormigón con resistencia específica  $f_{ck}$  no menor que  $0,8f_{cm}$ , donde  $f_{cm}$  es el valor medio de la resistencia del hormigón en los ensayos;
  - para chapas de acero con límite elástico  $f_{yp}$  no menor que  $0,8f_{ypm}$ , donde  $f_{ypm}$  es el valor medio del límite elástico en los ensayos.

### B.3.2 Disposiciones para los ensayos

- (1) Los ensayos deberán llevarse a cabo en losas simplemente apoyadas.
- (2) La preparación de los ensayos deberá ser como muestra la Figura A30.B.3 ó equivalente.
- (3) Deberán aplicarse a la muestra dos cargas lineales iguales concentradas, dispuestas simétricamente a  $L/4$  y  $3L/4$  del vano.



Leyenda

- 1 Apoyo de neopreno o equivalente  $\leq 100 \text{ mm} \times b$
- 2 Placa de apoyo  $\leq 100 \text{ mm} \times b \times 10 \text{ mm}$  (mín.) (típica en toda placa de apoyo)

Figura A30.B.3: Preparación del ensayo

(4) La distancia entre el centro de los apoyos y el extremo de la losa no superará los  $100 \text{ mm}$ .

(5) El ancho de las chapas de apoyo y las líneas de carga no superará los  $100 \text{ mm}$ .

(6) Cuando los ensayos se realicen para determinar los coeficientes  $m$  y  $k$ , para cada variable a investigar deberán realizarse dos grupos de tres ensayos (indicados en la Figura A30.B.4 por las regiones A y B) o tres grupos de dos ensayos. Para probetas en la región A, la luz de cortante deberá ser tan larga como sea posible mientras que se asegure un fallo por rasante y para muestras en la región B tan corta como sea posible mientras se asegure un fallo por rasante, pero no menor que  $3h_t$ .

(7) Cuando los ensayos se realicen para determinar  $\tau_{u,Rd}$  para cada tipo de chapa de acero o revestimiento, deberán realizarse no menos de cuatro ensayos con probetas del mismo espesor  $h_t$  sin armadura adicional o anclajes en los extremos. En un grupo de tres ensayos la luz de cortante deberá ser tan larga como sea posible mientras se asegure un fallo por rasante, y en el ensayo restante tan corta como sea posible mientras se asegure un fallo por rasante, pero no menor a  $3h_t$ . El ensayo con luz a cortante corta únicamente se utilizará para clasificar el comportamiento de acuerdo con B.3.1(2).

### B.3.3. Preparación de las probetas

(1) La superficie de la chapa de acero debe estar tal y como sale del tren de laminación, sin intentar aumentar la adherencia desengrasando la superficie.

(2) La forma y relieve de la chapa nervada deberá representar de forma precisa las chapas a emplear en la práctica. El espaciamiento y la profundidad medidos del

relieve no deberán desviarse de los valores nominales en más del 5% y 10% respectivamente.

(3) En la zona traccionada de las losas deberán disponerse inductores de fisuras en todo el ancho de la losa de ensayo bajo las cargas aplicadas. Los inductores de fisura deberán extenderse al menos hasta la profundidad de la chapa. Los inductores de fisura se dispondrán para definir mejor la luz de cortante,  $L_s$  y para eliminar la resistencia a tracción del hormigón.

(4) Se permitirán coacciones a las almas exteriores de la chapa para que actúen como lo harían en losas más anchas.

(5) El ancho  $b$  de las losas de ensayo no deberá ser menor que tres veces el canto total, 600 mm y el ancho de revestimiento de la chapa nervada.

(6) Las probetas deberán hormigonarse en condiciones de apoyo total. Esta es la situación más desfavorable para el modo de fallo por adherencia a cortante.

(7) Se podrá disponer en la losa de mallas electrosoldadas, por ejemplo para reforzar la losa durante el transporte, contra la retracción, etc. Si se dispone de ellas, deberán colocarse de forma que actúen a compresión bajo momentos positivos.

(8) El hormigón de todas las probetas de una serie utilizada para investigar una variable deberá ser de la misma amasada y curarse bajo las mismas condiciones.

(9) Para cada grupo de losas que se ensayen en 48 horas, para determinar la resistencia cilíndrica o cúbica, deberá prepararse al tiempo que se producen las losas de ensayo un mínimo de cuatro muestras de hormigón. La resistencia del hormigón  $f_{cm}$  de cada grupo deberá tomarse como el valor medio, cuando la desviación de cada muestra respecto del valor medio no supere el 10%. Cuando la desviación de la resistencia a compresión respecto del valor medio supere el 10%, la resistencia del hormigón deberá tomarse como el máximo valor observado.

(10) La resistencia a tracción y el límite elástico de la chapa de acero nervada deberá obtenerse mediante lotes de ensayos de probetas cortadas de cada una de las chapas utilizadas para formar las losas de los ensayos.

### **B.3.4 Procedimiento de carga del ensayo**

(1) El procedimiento de carga del ensayo tiene como fin representar la carga aplicada en un periodo de tiempo. Se divide en dos fases consistentes en un ensayo inicial, en el que la losa está sometida a una carga cíclica, seguido de un ensayo posterior, en el que la losa se carga hasta rotura bajo una carga creciente.

(2) Si se aplican dos grupos de tres ensayos, una de las tres muestras en cada grupo podrá ensayarse únicamente a ensayo estático sin carga cíclica para determinar el nivel de carga cíclico de los otros dos.

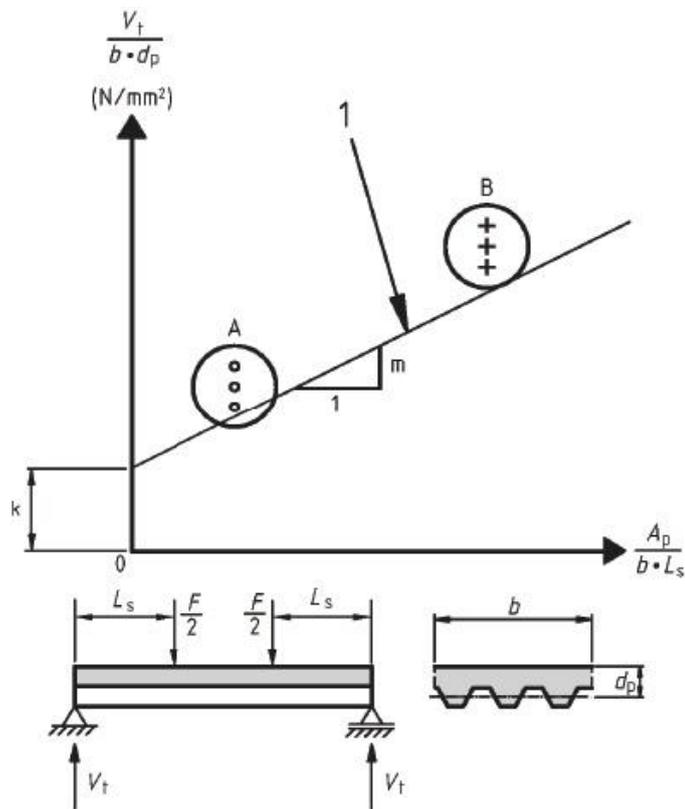
(3) Ensayo inicial: se someterá a la losa a una carga cíclica, que varíe entre un valor inferior no mayor que  $0,2W_t$  y un valor superior no menor que  $0,6W_t$  donde  $W_t$  es la carga de rotura medida del ensayo estático preliminar de acuerdo con (2).

(4) La carga deberá aplicarse durante 5.000 ciclos en un tiempo no menor a 3 horas.

- (5) Ensayo posterior: al finalizar el ensayo inicial, la losa deberá someterse a ensayo estático en el que la carga impuesta aumente progresivamente, de forma que la rotura no se produzca en menos de una hora. La carga de rotura  $W_t$  será la máxima carga aplicada en la losa en rotura más el peso de la losa mixta y las vigas de reparto.
- (6) En el ensayo posterior la carga podrá controlarse por fuerza o por deformación.

### B.3.5 Determinación de los valores de cálculo $m$ y $k$

- (1) Si el comportamiento es dúctil, véase el apartado 9.7.3(3), el esfuerzo cortante representativo experimental  $V_t$  deberá tomarse como 0,5 veces el valor de la carga de rotura  $W_t$  como se define en B.3.4. Si el comportamiento es frágil este valor se deberá reducir, utilizando un coeficiente de 0,8.



Nota:  $b$ ,  $d_p$  y  $L_s$  están en mm,  $A_p$  está en mm<sup>2</sup>,  $V_t$  está en N

Leyenda

1 relación de cálculo para la resistencia a rasante

Figura A30.B.4: Evaluación de los resultados de los ensayos

- (2) De todos estos valores de los ensayos de  $V_t$  la resistencia característica a cortante deberá calcularse como el percentil del 5% utilizando un modelo estadístico apropiado y extrapolado como una recta de regresión característica lineal, como muestra la Figura A30.B.4.

(3) Si se utilizan dos grupos de tres ensayos y la desviación de cualquier resultado individual en un grupo respecto de la media del grupo no supera el 10%, la relación de cálculo podrá determinarse de acuerdo con el Apéndice D del Anexo 18 o como sigue:

De cada grupo el valor característico se considera como el obtenido de tomar el valor mínimo del grupo reducido un 10%. La ecuación de cálculo corresponderá a la interpolación de estos valores característicos para los grupos A y B mediante una línea recta

### B.3.6 Determinación de los valores de cálculo para $\tau_{u,Rd}$

(1) El diagrama de interacción parcial mostrado en la Figura A30.B.5 deberá determinarse utilizando las dimensiones y las resistencias medidas del hormigón y de la chapa de acero. Para la resistencia del hormigón podrá utilizarse el valor medio  $f_{cm}$  de un grupo como especifica B.3.3(9).

(2) De las cargas máximas aplicadas, deberá determinarse el momento flector  $M$  en la sección sometida a la carga puntual debido a la carga aplicada, la carga muerta de la losa y de las vigas de reparto. El camino de A a B y a C en la Figura A30.B.5 da un valor de  $\eta$  para cada ensayo, y un valor de  $\tau_u$  de:

$$\tau_u = \frac{\eta N_{cf}}{b(L_s + L_o)} \tag{B.2}$$

donde:

$L_o$  es la longitud del voladizo

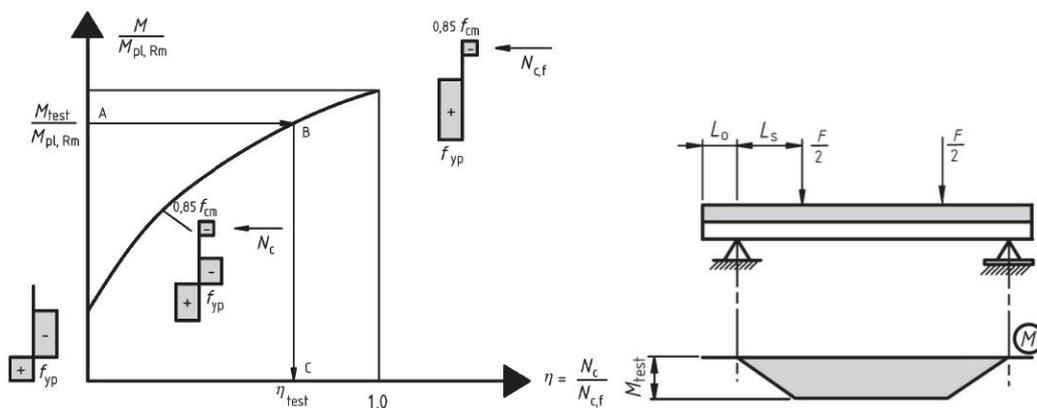


Figura A30.B.5: Determinación del grado de la conexión a rasante a partir del  $M_{test}$

(3) Si en el cálculo se tiene en cuenta la resistencia adicional a rasante producida por la reacción del apoyo de acuerdo con el apartado 9.7.3 (9),  $\tau_u$  deberá determinarse de:

$$\tau_u = \frac{\eta N_{cf} - \mu V_t}{b(L_s + L_o)} \tag{B.3}$$

donde:

$\mu$  es el valor por defecto del coeficiente de rozamiento que puede tomarse como 0,5;

$V_t$  es la reacción en el apoyo bajo la carga de rotura del ensayo.

(4) La resistencia a rasante característica  $\tau_{u,Rk}$  deberá calcularse a partir de los valores del ensayo como el percentil del 5% utilizando un modelo estadístico apropiado de acuerdo con el Anejo 18 del Código Estructural, Apéndice D.

(5) La resistencia a rasante de cálculo  $\tau_{u,Rd}$  es la resistencia característica a rasante  $\tau_{u,Rk}$  dividida por el coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_{VS} = 1,25$ .

## **Apéndice C Métodos recomendados para estimar la retracción del hormigón en estructuras mixtas en edificación**

Se utilizarán los modelos de retracción definidos en el Anejo 19 del Código Estructural.

## **Anejo 31**

# **Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Reglas generales Proyecto de estructuras sometidas al fuego**

## Contenido

<b>1 – GENERALIDADES .....</b>	<b>5</b>
1.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN.....	5
1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA.....	8
1.3 CONSIDERACIONES .....	8
1.4 DISTINCIÓN ENTRE PRINCIPIOS Y REGLAS DE APLICACIÓN.....	8
1.5 DEFINICIONES.....	8
1.5.1 <i>Términos particulares relacionados con el proyecto</i> .....	8
1.5.1.1 distancia al eje: .....	8
1.5.1.2 parte de la estructura: .....	8
1.5.1.3 elementos protegidos:.....	8
1.5.1.4 pórtico arriostrado:.....	8
1.5.2 <i>Términos relacionados con las propiedades de materiales y productos</i> .....	9
1.5.2.1 tiempo de fallo de la protección:.....	9
1.5.2.2 material de protección frente al fuego: .....	9
1.5.3 TÉRMINOS RELACIONADOS CON EL ANÁLISIS DE LA TRANSFERENCIA TÉRMICA.....	9
1.5.3.1 factor de forma:.....	9
1.5.4 <i>Términos relacionados con el análisis del comportamiento mecánico</i> .....	9
1.5.4.1 temperatura crítica del acero estructural:.....	9
1.5.4.2 temperatura crítica de la armadura pasiva: .....	9
1.5.4.3 sección transversal eficaz: .....	9
1.5.4.4 máximo nivel de tensión: .....	9
1.6 SÍMBOLOS.....	9
<b>2 – BASES DE PROYECTO .....</b>	<b>21</b>
2.1 REQUISITOS.....	21
2.1.1 REQUISITOS FUNDAMENTALES.....	21
2.1.2 EXPOSICIÓN NOMINAL AL FUEGO .....	21
2.1.3 EXPOSICIÓN AL FUEGO PARAMÉTRICO.....	22
2.2 ACCIONES.....	22
2.3 VALORES DE CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	22
2.4 MÉTODOS DE COMPROBACIÓN.....	23
2.4.1 <i>Generalidades</i> .....	23
2.4.2 <i>Análisis por elementos aislados</i> .....	24
2.4.3 <i>Análisis de parte de la estructura</i> .....	25
2.4.4 <i>Cálculo estructural global</i> .....	26
<b>3 – PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....</b>	<b>27</b>
3.1 GENERALIDADES .....	27
3.2 PROPIEDADES MECÁNICAS.....	27
3.2.1 <i>Propiedades de resistencia y deformación del acero estructural</i> .....	27
3.2.2 <i>Propiedades de resistencia y deformación del hormigón</i> .....	29
3.2.3 <i>Aceros para armaduras pasivas</i> .....	31
3.3 PROPIEDADES TÉRMICAS .....	32
3.3.1 <i>Aceros estructurales y para armaduras pasivas</i> .....	32
3.3.2 <i>Hormigón de peso normal</i> .....	35
3.3.3 <i>Hormigón ligero</i> .....	37
3.3.4 <i>Materiales de protección frente al fuego</i> .....	38
3.4 DENSIDAD.....	38
<b>4 – PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO .....</b>	<b>39</b>

4.1	INTRODUCCIÓN .....	39
4.2	VALORES TABULADOS .....	40
4.2.1	<i>Campo de aplicación</i> .....	40
4.2.2	<i>Viga mixta formada por una viga de acero parcialmente embebida en hormigón</i> .....	40
4.2.3	<i>Pilares mixtos</i> .....	43
4.2.3.1	Generalidades .....	43
4.2.3.2	Pilares mixtos formados por perfiles de acero totalmente embebidos .....	43
4.2.3.3	Pilares mixtos formados por perfiles de acero parcialmente embebidos .....	45
4.2.3.4	Pilares mixtos formados por perfiles huecos rellenos de hormigón .....	45
4.3	MODELOS DE CÁLCULO SIMPLIFICADOS .....	46
4.3.1	<i>Reglas generales para losas mixtas y vigas mixtas</i> .....	46
4.3.2	<i>Losas mixtas sin protección</i> .....	47
4.3.3	<i>Losas mixtas protegidas</i> .....	48
4.3.4	<i>Vigas mixtas</i> .....	49
4.3.4.1	Comportamiento estructural .....	49
4.3.4.1.1	Generalidades .....	49
4.3.4.1.2	Resistencia a flexión de las secciones transversales de vigas .....	49
4.3.4.1.3	Resistencia a esfuerzo cortante de las secciones transversales de vigas .....	49
4.3.4.1.4	Combinación de flexión y cortante .....	50
4.3.4.1.5	Resistencia a esfuerzo rasante .....	50
4.3.4.2	Vigas mixtas formadas por vigas de acero no embebidas en hormigón .....	50
4.3.4.2.1	Generalidades .....	50
4.3.4.2.2	Calentamiento de la sección transversal .....	50
4.3.4.2.3	Comportamiento estructural – modelo de la temperatura crítica .....	54
4.3.4.2.4	Comportamiento estructural – modelo del momento resistente .....	54
4.3.4.2.5	Comprobación de la resistencia a cortante de los pernos conectores .....	54
4.3.4.3	Vigas mixtas formadas por vigas de acero parcialmente embebidas en hormigón .....	55
4.3.4.3.1	Generalidades .....	55
4.3.4.3.2	Comportamiento estructural .....	56
4.3.4.3.3	Momento resistente positivo $M_{fi,Rd}^+$ .....	57
4.3.4.3.4	Momento resistente negativo $M_{fi,Rd}^-$ .....	57
4.3.4.4	Vigas de acero parcialmente embebidas en hormigón .....	58
4.3.5	<i>Pilares mixtos</i> .....	58
4.3.5.1	Comportamiento estructural .....	58
4.3.5.2	Perfiles de acero parcialmente embebidos en hormigón .....	60
4.3.5.3	Perfiles huecos sin protección rellenos de hormigón .....	60
4.3.5.4	Perfiles huecos protegidos rellenos de hormigón .....	61
4.4	MODELOS DE CÁLCULO AVANZADOS .....	61
4.4.1	<i>Bases del análisis</i> .....	61
4.4.2	<i>Respuesta térmica</i> .....	62
4.4.3	<i>Respuesta mecánica</i> .....	62
4.4.4	<i>Validación de los modelos de cálculo avanzados</i> .....	62
<b>5</b>	<b>– DETALLES CONSTRUCTIVOS .....</b>	<b>63</b>
5.1	INTRODUCCIÓN .....	63
5.2	VIGAS MIXTAS .....	63
5.3	PILARES MIXTOS .....	65
5.3.1	<i>Pilares mixtos con perfiles de acero parcialmente embebidos</i> .....	65
5.3.2	<i>Pilares mixtos de perfiles huecos rellenos de hormigón</i> .....	65
5.4	CONEXIONES ENTRE VIGAS Y PILARES MIXTOS .....	65
5.4.1	Generalidades .....	65
5.4.2	<i>Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos formados por perfiles de acero embebidos en hormigón</i> .....	66
5.4.3	<i>Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos formados por perfiles de acero</i> .....	66

<i>parcialmente embebidos en hormigón</i> .....	67
5.4.4 <i>Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos de perfiles huecos rellenos de hormigón</i> .....	68
<b>APÉNDICE A</b> .....	<b>70</b>
<b>. RELACIONES RECOMENDADAS PARA LA RELACIÓN TENSIÓN-DEFORMACIÓN DE ACEROS ESTRUCTURALES A ELEVADAS TEMPERATURA</b> .....	<b>70</b>
<b>APÉNDICE B</b> .....	<b>73</b>
<b>. RELACIONES RECOMENDADAS TENSIÓN-DEFORMACIÓN DE HORMIGONES CON ÁRIDOS SILÍCEOS A ELEVADAS TEMPERATURAS</b> .....	<b>73</b>
<b>APÉNDICE C. RELACIONES RECOMENDADAS PARA LA TENSIÓN-DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN ADAPTADAS A FUEGOS NATURALES CON UNA RAMA DE CALENTAMIENTO DESCENDENTE PARA USO EN MODELOS DE CÁLCULO AVANZADOS</b> .....	<b>76</b>
<b>APÉNDICE E</b> .....	<b>86</b>
<b>MODELO RECOMENDADO PARA EL CÁLCULO DE LOS MOMENTOS RESISTENTES POSITIVOS Y NEGATIVOS DE UNA VIGA DE ACERO CONECTADA A UNA LOSA DE HORMIGÓN Y EXPUESTA AL FUEGO POR LA CARA INFERIOR DE LA LOSA DE HORMIGÓN</b> .....	<b>86</b>
<b>APÉNDICE F</b> .....	<b>91</b>
<b>MODELO RECOMENDADO PARA EL CÁLCULO DE LOS MOMENTOS RESISTENTES NEGATIVOS Y POSITIVOS DE UNA VIGA DE ACERO PARCIALMENTE EMBEBIDA, CONECTADA A UNA LOSA DE HORMIGÓN Y EXPUESTA AL FUEGO POR LA CARA INFERIOR DE LA LOSA DE HORMIGÓN DE ACUERDO CON LA CURVA NORMALIZADA TIEMPO-TEMPERATURA</b> .....	<b>91</b>
<b>APÉNDICE G</b> .....	<b>97</b>
<b>MODELO DE CÁLCULO POR SUMA PONDERADA DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS PILARES MIXTOS CON SECCIONES DE ACERO PARCIALMENTE EMBEBIDAS, EXPUESTOS AL FUEGO ALREDEDOR DE TODO EL PILAR SEGÚN LA CURVA NORMALIZADA TIEMPO-TEMPERATURA, EN EL CASO DE FLEXIÓN RESPECTO AL EJE DÉBIL</b> .....	<b>97</b>
<b>APÉNDICE H</b> .....	<b>106</b>
<b>MÉTODO RECOMENDADO DE CÁLCULO SIMPLIFICADO PARA LOS PERFILES HUECOS RELLENOS DE HORMIGÓN EXPUESTOS AL FUEGO TODO ALREDEDOR DE TODO EL PILAR SEGÚN LA CURVA NORMALIZADA TIEMPO-TEMPERATURA</b> .....	<b>106</b>
<b>APÉNDICE I</b> .....	<b>111</b>
<b>PLANIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS MODELOS EXPERIMENTALES</b> .....	<b>111</b>

## 1 – Generalidades

### 1.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Este Anejo cubre el proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón en la situación accidental de exposición al fuego, y está concebida para ser usada junto con el Anejo 30 y la reglamentación específica vigente. Este Anejo sólo identifica diferencias o complementa el dimensionamiento a temperatura normal.

(2) Este Anejo sólo cubre los métodos pasivos de protección frente al fuego. No se contemplan métodos activos.

(3) Este Anejo se aplica a estructuras mixtas de acero y hormigón que tienen que cumplir ciertas funciones cuando están sometidas al fuego, en términos de:

- prevención del derrumbamiento prematuro de la estructura (función portante);
- limitación de la expansión del fuego (llama, gases calientes, calor excesivo) más allá de las zonas designadas (función separadora).

(4) Este Anejo establece los principios y las reglas de aplicación (véase la reglamentación específica vigente) para el proyecto de estructuras, con requisitos concretos respecto a dichas funciones y a los niveles de prestaciones.

(5) Este Anejo se aplica a estructuras, o a partes de estructuras, dentro del objeto y campo de aplicación del Anejo 30 y proyectadas de acuerdo con la misma. Sin embargo, no se dan reglas para elementos mixtos que incluyan partes de hormigón pretensado.

(6) Para todas las secciones transversales mixtas, la conexión a rasantes entre el acero y el hormigón debería ser conforme con el Anejo 30 o comprobarse mediante ensayos (véanse también el apartado 4.3.4.1.5 y el apéndice I).

(7) La Figura A31.1.1 presenta ejemplos típicos de losas de hormigón con chapas nervadas de acero con o sin armaduras pasivas.

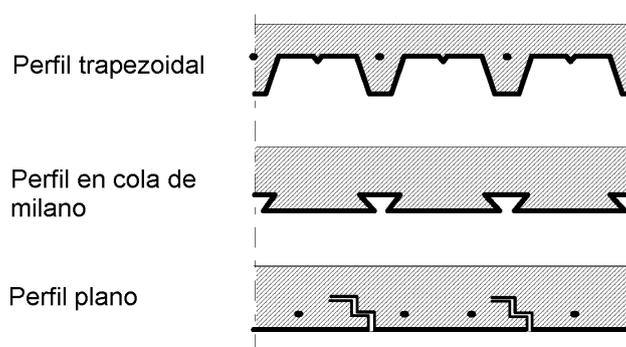
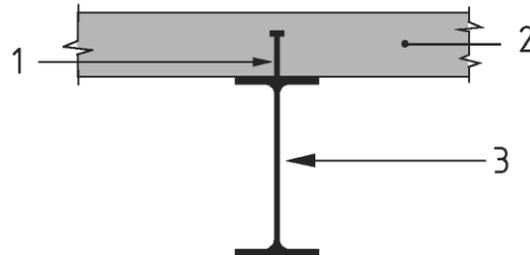


Figura A31.1.1 – Ejemplos típicos de losas de hormigón con chapas nervadas de acero con o sin armaduras pasivas

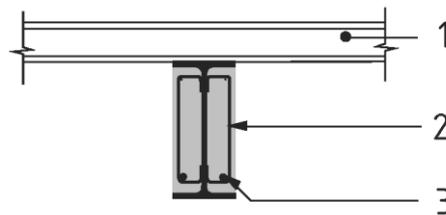
(8) Las figuras A31.1.2 a A31.1.5 ofrecen ejemplos típicos de vigas compuestas. El capítulo 5 desarrolla los correspondientes detalles constructivos.



Leyenda

- 1 Conectores a rasante
- 2 Losa plana de hormigón o losa mixta con chapa nervada
- 3 Perfiles con o sin protección

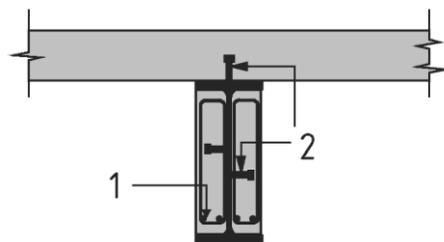
Figura A31.1.2 – Viga mixta formada por viga de acero no embebida en hormigón



Leyenda

- 1 Armadura pasiva

Figura A31.1.4 – Viga de acero parcialmente embebida en la losa



Leyenda

- 1 Armadura pasiva
- 2 Conectores de cortante

Figura A31.1.5 – Viga mixta formada por viga de acero parcialmente embebida en hormigón

(9) En las figuras A31.1.6 a A31.1.8 se ofrecen ejemplos típicos de pilares mixtos. El

apartado 5 desarrolla los correspondientes detalles constructivos.

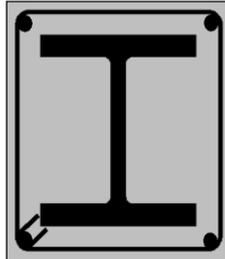
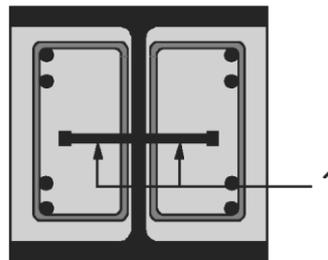


Figura A31.1.6 – Perfiles embebidos en hormigón



Leyenda

1 Conectores de cortante soldados al alma del perfil

Figura A31.1.7 – Perfiles parcialmente embebidos

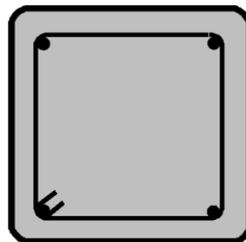


Figura A31.1.8 – Perfiles rellenos de hormigón

(10) También pueden emplearse formas diferentes de pilares, como secciones transversales circulares u octogonales. Cuando proceda, las armaduras pasivas pueden reemplazarse con secciones de acero.

(11) La resistencia al fuego de estos tipos de construcciones puede aumentarse aplicando materiales de protección frente al fuego.

NOTA Los principios y reglas de proyecto indicados en los apartados 4.2 y 4.3 y en el apartado 5 se refieren a superficies de acero directamente expuestas al fuego y libres de todo material de protección frente al fuego, a no ser que explícitamente se especifique otra cosa.

(12) Los métodos indicados en este Anejo se aplican al acero estructural de tipos S235, S275, S355, S420 y S460 según las normas UNE-EN 10025, UNE-EN 10210-1 y UNE-EN 10219-1.

(13) Para las chapas nervadas de acero, se hace referencia al apartado 3.5 del Anejo 30.

(14) Las armaduras pasivas deberían ser conformes con la norma UNE-EN 10080.

(15) El hormigón de peso normal, según se define en el Anejo 30, es aplicable para el dimensionamiento frente al fuego de estructuras mixtas. Se permite el empleo de hormigón ligero en losas mixtas.

(16) Este Anejo no contempla el dimensionamiento de estructuras mixtas con hormigones de clases inferiores a C20/25 y LC20/22, ni superiores a C50/60 y LC50/55.

NOTA El apartado 6 del Anejo 20 de este Código Estructural contiene información sobre las clases resistentes de hormigón.

(17) Para aquellos materiales no contemplados aquí, se debería hacer referencia a las correspondientes normas CEN de producto de o a los documentos de Evaluación Técnica Europea.

## **1.2 Normativa de referencia**

(1) Las normas citadas en este Anejo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 2 del Código Estructural.

## **1.3 Consideraciones**

(1) Se aplican las consideraciones del Anejo 18 y de la reglamentación específica vigente.

## **1.4 Distinción entre principios y reglas de aplicación**

(1) Se aplican las reglas indicadas en el apartado 1.4 de la Anejo 18.

## **1.5 Definiciones**

(1) Se aplican las reglas indicadas en el apartado 1.5 del Anejo 18 y la reglamentación específica vigente.

(2) Los siguientes términos se utilizan en este Anejo, con los siguientes significados:

### **1.5.1 Términos particulares relacionados con el proyecto**

#### **1.5.1.1 distancia al eje:**

Distancia entre el eje de las armaduras pasivas y el borde de hormigón más próximo.

#### **1.5.1.2 parte de la estructura:**

Parte aislada de una estructura con condiciones apropiadas de apoyo y de contorno.

#### **1.5.1.3 elementos protegidos:**

Elementos en los que se toman medidas para reducir el aumento de la temperatura en el elemento por causa del fuego.

#### **1.5.1.4 pórtico arriostrado:**

Pórtico con una resistencia a los desplazamientos horizontales proporcionada por un sistema de arriostramiento lo suficientemente rígido como para poder suponer que todas las cargas horizontales se resisten por el sistema de arriostramiento.

**1.5.2 Términos relacionados con las propiedades de materiales y productos****1.5.2.1 tiempo de fallo de la protección:**

Duración de la protección frente a la exposición directa al fuego; es decir, el momento en que las placas protectoras, u otra protección, se separan del elemento mixto, o en que otros elementos alineados con dicho elemento mixto se derrumban, o en el que se pierde la alineación con otros elementos debido a una deformación excesiva del elemento mixto.

**1.5.2.2 material de protección frente al fuego:**

Cualquier material o combinación de materiales aplicados a un elemento estructural con el fin de aumentar su resistencia al fuego.

**1.5.3 Términos relacionados con el análisis de la transferencia térmica****1.5.3.1 factor de forma:**

En un elemento de acero, la relación entre el área de la superficie expuesta y el volumen de acero; en un elemento encerrado, la relación entre la superficie interna del recubrimiento expuesto y el volumen de acero.

**1.5.4 Términos relacionados con el análisis del comportamiento mecánico****1.5.4.1 temperatura crítica del acero estructural:**

Para un nivel de carga dado, la temperatura en que se prevé el fallo en un elemento de acero estructural para una distribución de temperatura uniforme.

**1.5.4.2 temperatura crítica de la armadura pasiva:**

Para un nivel de carga dado, la temperatura de la armadura pasiva en la que se prevé que el fallo en un elemento.

**1.5.4.3 sección transversal eficaz:**

Sección transversal del elemento en el dimensionamiento estructural de comportamiento frente al fuego empleada en el método de la sección transversal eficaz. Se obtiene quitando partes de la sección en las que se supone que una resistencia y una rigidez nulas.

**1.5.4.4 máximo nivel de tensión:**

Para una temperatura dada, el nivel de tensión en que la relación tensión-deformación sufre un quiebro para presentar una meseta en la elasticidad.

**1.6 Símbolos**

(1) A los efectos de este Anejo, se aplican los siguientes símbolos:

*Mayúsculas latinas*

$A$	Área de la sección transversal o volumen de hormigón del elemento por metro de longitud de elemento
$A_{a,\theta}$	Área de la sección transversal del perfil de acero a la temperatura $\theta$
$A_{c,\theta}$	Área de la sección transversal de hormigón a la temperatura $\theta$
$A_f$	Área de la sección transversal del ala de acero
$A_i, A_j$	Área elemental de la sección transversal con una temperatura $\theta_i$ o $\theta_j$ , o área de la superficie expuesta de la parte $i$ de la sección transversal del acero por unidad de longitud
$A/L_r$	Coeficiente geométrico del nervio

---

$A_i/V_i$	Factor de forma [ $m^{-1}$ ] de la parte $i$ de la sección transversal de acero (elemento no protegido)
$A_m$	Área de la superficie del elemento calentada directamente por unidad de longitud
$A_m/V$	Factor de forma de elemento estructural
$A_{p,i}$	Área de la cara interior del material de protección frente al fuego por unidad de longitud de la parte $i$ del elemento de acero
$A_{p,i}/V_i$	Factor de forma [ $m^{-1}$ ] de la parte $i$ de la sección transversal del acero (con protección del contorno)
$A_r$	Área de la sección transversal de los rigidizadores
$A_r/V_r$	Factor de forma de los rigidizadores
$A_{s,\theta}$	Área de la sección transversal de las armaduras pasivas a la temperatura $\theta$
$E$	Criterio de integridad
$E 30$	o $E 60, \dots$ un elemento que cumple con el criterio de integridad para 30, o 60... minutos en una exposición al fuego normalizado
$E_a$	Valor característico del módulo de elasticidad del acero estructural a 20 °C
$E_{a,f}$	Valor característico del módulo de elasticidad del ala de un perfil de acero
$E_{a,\theta}$	Valor característico de la pendiente de la parte lineal elástica de la relación tensión-deformación del acero estructural a temperaturas elevadas
$E_{a,\theta,\sigma}$	Módulo tangencial de la relación tensión-deformación del perfil de acero a temperatura $\theta$ elevada y tensión $\sigma_{i,\theta}$
$E_{c,sec,\theta}$	Valor característico del módulo secante del hormigón en la situación de incendio, dado por $f_{c,\theta}$ dividido por $\varepsilon_{cu,\theta}$
$E_{c0,\theta}$	Valor característico del módulo tangencial en el origen de la relación tensión-deformación del hormigón a elevadas temperaturas y para cargas de corto plazo
$E_{c,\theta,\sigma}$	Módulo tangencial de la relación tensión-deformación del hormigón a temperaturas elevadas $\theta$ y tensión $\sigma_{i,\theta}$
$E_d$	Valor de cálculo del efecto de las acciones para el dimensionamiento a temperatura normal
$E_{fi,d}$	Valor de cálculo del efecto de las acciones en la situación de incendio, supuesto independiente del tiempo
$E_{fi,d,t}$	Valor de cálculo del efecto de las acciones, incluyendo las acciones y

---

	cargas indirectas del fuego en la situación de incendio, en el instante $t$
$(EI)_{fi,c,z}$	Rigidez a flexión en la situación de incendio (respecto al eje principal de inercia Z de la sección transversal mixta)
$(EI)_{fi,eff}$	Rigidez eficaz a flexión en la situación de incendio
$(EI)_{fi,f,z}$	Rigidez a flexión de las dos alas del perfil de acero en la situación de incendio (respecto al eje principal de inercia Z de la sección transversal mixta)
$(EI)_{fi,s,z}$	Rigidez a flexión de las armaduras pasivas en la situación de incendio (según el eje principal de inercia Z de la sección transversal mixta)
$(EI)_{fi,eff,z}$	Rigidez eficaz a flexión (para flexión respecto al eje Z) en la situación de incendio
$(EI)_{fi,w,z}$	Rigidez a flexión del alma del perfil de acero en la situación de incendio (respecto al eje principal de inercia Z de la sección transversal mixta)
$E_k$	Valor característico del módulo de elasticidad
$E_s$	Módulo de elasticidad de las armaduras pasivas
$E_{s,\theta}$	Valor característico de la pendiente de la parte lineal elástica de la relación tensión-deformación del acero para las armaduras pasivas a temperaturas elevadas
$E_{s,\theta,\sigma}$	Módulo tangencial de la relación tensión-deformación del acero para las armaduras pasivas a temperaturas elevadas $\theta$ y tensión $\sigma_{i,\theta}$
$F_a$	Esfuerzo axil de compresión en el perfil de acero
$F^+, F^-$	Esfuerzo axil de compresión total en la sección mixta en caso de momentos flectores positivos o negativos.
$F_c$	Esfuerzo axil de compresión en la losa
$G_k$	Valor característico de una acción permanente
$HC$	Curva de exposición al fuego de hidrocarburos
$I$	Criterio de aislamiento térmico
$I_{i,\theta}$	Momento de inercia del área, de la parte parcialmente reducida $i$ de la sección transversal para flexión respecto del eje débil o el eje fuerte en la situación de incendio
$I/30$	o $I/60$ ...un elemento que cumple con el criterio de aislamiento térmico para los 30, o 60... minutos de exposición al fuego normalizado
$L$	Longitud de sistema de un pilar en el piso correspondiente
$L_{ei}$	Longitud de pandeo de un pilar en un piso intermedio

---

$L_{et}$	Longitud de pandeo de un pilar en el último piso
$M$	Momento flector
$M_{fi,Rd^+}; M_{fi,Rd^-}$	Valor de cálculo del momento resistente positivo o negativo en la situación de incendio
$M_{fi,t,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente en la situación de incendio, en un instante $t$
$N$	Número de conectores de cortante en una longitud crítica, o carga axil
$N_{equ}$	Carga axil equivalente
$N_{fi,cr}$	Carga elástica crítica ( $\equiv$ carga de pandeo de Euler) en la situación de incendio
$N_{fi,cr,z}$	Carga elástica crítica ( $\equiv$ carga de pandeo de Euler) respecto al eje Z en la situación de incendio
$N_{fi,pl,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil de la sección transversal total en la situación de incendio
$N_{fi,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia de un elemento en compresión axil ( $\equiv$ valor de cálculo de la carga axil de pandeo) en la situación de incendio
$N_{fi,Rd,z}$	Valor de cálculo de la resistencia de un elemento en compresión axil, para flexión respecto al eje Z, en la situación de incendio
$N_{fi,Sd}$	Valor de cálculo de la carga axil en la situación de incendio
$N_{Rd}$	Carga axil de pandeo a temperatura normal
$N_s$	Esfuerzo axil en la armadura de momento negativo ( $A_s \cdot f_{sy}$ )
$P_{Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un perno con cabeza soldado automáticamente
$P_{fi,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conector de cortante en la situación de incendio
$Q_{k,1}$	Valor característico de la acción variable predominante 1
$R$	Criterio de resistencia portante
$R_{30}$	o R 60, R 90, R 120, R 180, R 240... un elemento que cumple con el criterio de resistencia portante durante 30, 60, 90, 120, 180 ó 240 minutos de exposición al fuego normalizado
$R_d$	Valor de cálculo de la resistencia para el dimensionamiento a temperatura normal
$R_{fi,d,t}$	Valor de cálculo de la resistencia en la situación de incendio, en el instante $t$

$R_{fi,y,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia al aplastamiento en la situación de incendio
$T$	Esfuerzo axil de tracción
$V$	Volumen del elemento por unidad de longitud
$V_{fi,pl,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica a cortante en la situación de incendio
$V_{fi,Sd}$	Valor de cálculo de la fuerza cortante en la situación de incendio
$V_i$	Volumen de la parte $i$ de la sección transversal de acero por unidad de longitud [ $m^3/m$ ]
$X$	Eje X (horizontal)
$X_{fi,d}$	Valores de cálculo de las propiedades mecánicas (resistencia y deformación) del material en la situación de incendio
$X_k$	Valor característico o nominal de una propiedad de resistencia o deformación para el dimensionamiento a temperatura normal
$X_{k0}$	Valor de una propiedad de un material en la situación de incendio, generalmente función de la temperatura del material
$Y$	Eje Y (vertical)
$Z$	Eje principal de inercia Z (pilar) de la sección transversal mixta

*Minúsculas latinas*

$a_w$	Espesor de garganta (conexión entre el alma de acero y los estribos)
$b$	Anchura del perfil de acero
$b_1$	Anchura del ala inferior del perfil de acero
$b_2$	Anchura del ala superior del perfil de acero
$b_c$	Canto del pilar mixto formado por una sección totalmente embebida o anchura de vigas de acero parcialmente embebidas en hormigón
$b_{c,fi}$	Reducción de la anchura del hormigón envolvente entre las alas en la situación de incendio
$b_{c,fi,mín.}$	Valor mínimo de la reducción de la anchura del hormigón envolvente entre las alas en la situación de incendio
$b_{eff}$	Anchura eficaz de la losa de hormigón
$b_{fi}$	Reducción de la anchura del ala superior en la situación de incendio
$c$	Calor específico, o

---

	Curva de pandeo, o Recubrimiento del hormigón desde el borde del hormigón hasta el borde del acero estructural
$c_a$	Calor específico del acero
$c_c$	Calor específico del hormigón de peso normal
$c_p$	Calor específico del material de protección frente al fuego
$d$	Diámetro del pilar mixto formado por una sección hueca rellena de hormigón, o Diámetro de los pernos soldados al alma del perfil de acero
$d_p$	Espesor del material de protección frente al fuego
$e$	Espesor del perfil o de la sección hueca
$e_1$	Espesor del ala inferior del perfil de acero
$e_2$	Espesor del ala superior del perfil de acero
$e_f$	Espesor del ala del perfil de acero
$e_w$	Espesor del alma del perfil de acero
$ef$	Curva de exposición al fuego exterior
$f_{ay,\theta}$	Máximo nivel de tensión o límite elástico eficaz del acero estructural en la situación de incendio
$f_{ay,\theta_{cr}}$	Resistencia del acero a la temperatura crítica $\theta_{cr}$
$f_{ap,\theta}; f_{sp,\theta}$	Límite proporcional del acero estructural o para armaduras pasivas en la situación de incendio
$f_{au,\theta}$	Resistencia última a tracción del acero estructural o del acero para los pernos conectores en la situación de incendio, teniendo en cuenta el endurecimiento por deformación
$f_{ay}$	Valor característico o nominal del límite elástico del acero estructural a 20 °C
$f_c$	Valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica a los 28 días y a 20 °C
$f_{c,j}$	Resistencia característica de la parte j de hormigón a 20 °C
$f_{c,\theta}$	Valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica en la situación de incendio a una temperatura de $\theta$ °C
$f_{c,\theta_n}$	Resistencia a compresión residual del hormigón calentado a una temperatura máxima (con n capas)
$f_{c,\theta_y}$	Resistencia a compresión residual del hormigón calentado a temperatura

---

	máxima
$f_{fi,d}$	Valor de cálculo de una propiedad resistente en la situación de incendio
$f_k$	Valor característico de la resistencia del material
$f_{fy}, f_{sy}$	Valor característico o nominal del límite elástico de las armaduras pasivas a 20 °C
$f_{sy,\theta}$	Nivel de tensión máximo o límite elástico eficaz del acero para las armaduras pasivas en la situación de incendio
$f_{y,i}$	Límite elástico nominal $f_y$ del área elemental $A_i$ tomado como positivo en el lado de la compresión de la fibra neutra y negativa en el lado de la tracción.
$h$	Canto o altura del perfil de acero
$h_1$	Altura de la parte de hormigón de una losa mixta por encima del encofrado
$h_2$	Altura de la parte de hormigón de una losa mixta dentro del encofrado
$h_3$	Espesor de la capa de compresión situada por encima del hormigón
$h_c$	Profundidad del pilar mixto formado por una sección totalmente embebida, o espesor de la losa de hormigón
$h_{eff}$	Espesor eficaz de una losa mixta
$h_{fi}$	Reducción de la altura del hormigón envolvente entre las alas en la situación de incendio
$\dot{q}_{net}$	Valor de cálculo del flujo térmico neto por unidad de superficie
$\dot{q}_{net,c}$	Valor de cálculo del flujo térmico neto por unidad de superficie por convección
$\dot{q}_{net,r}$	Valor de cálculo del flujo térmico neto por unidad de superficie por radiación
$h_u$	Espesor de la zona de compresión
$h_{u,n}$	Espesor de la zona de compresión (con n capas)
$h_v$	Altura del perno soldado al alma del perfil de acero
$h_w$	Altura del alma del perfil de acero
$k_{c,\theta}$	Coficiente de reducción de la resistencia a compresión del hormigón que da la resistencia a temperaturas elevadas $f_{c,\theta}$
$k_{E,\theta}$	Coficiente de reducción para el módulo de elasticidad del acero estructural que da la pendiente de la parte lineal elástica a temperaturas elevadas $E_{a,\theta}$

$k_{y,\theta}$	Coeficiente de reducción para el límite elástico del acero estructural que da el máximo nivel de tensión a temperaturas elevadas $f_{ay,\theta}$
$k_{p,\theta}$	Coeficiente de reducción para el límite elástico del acero estructural o de las armaduras pasivas que da el límite proporcional a temperaturas elevadas $f_{ap,\theta}$ o $f_{sp,\theta}$
$k_r, k_s$	Coeficiente de reducción para el límite elástico de las armaduras pasivas
$k_{shadow}$	Coeficiente de reducción para el efecto sombra
$k_{u,\theta}$	Coeficiente de reducción para el límite elástico del acero estructural que da el nivel de tensión del endurecimiento por deformación a temperaturas elevadas $f_{au,\theta}$
$k_\theta$	Coeficiente de reducción de una propiedad de resistencia o deformación dependiente de la temperatura del material en la situación de incendio
$\ell$	Longitud o luz de pandeo
$\ell_1, \ell_2, \ell_3$	Dimensiones específicas del perfil de chapa de acero en cola de milano o del perfil de chapa de acero trapezoidal
$\ell_w$	Longitud (conexión entre el perfil de acero y el hormigón envolvente)
$\ell_\theta$	Longitud de pandeo del pilar en situación de incendio
$s_s$	Longitud del soporte rígido (cálculo de la resistencia al aplastamiento de los rigidizadores)
$t$	Tiempo de exposición al fuego
$t_{i,d}$	Valor de cálculo de la resistencia al fuego normalizada de un elemento en la situación de incendio
$t_{i,requ}$	Resistencia al fuego normalizada requerida en la situación de incendio
$t_i$	Resistencia al fuego respecto al aislamiento térmico
$u$	Media geométrica de las distancias $u_1$ y $u_2$ al eje (sección mixta con perfil de acero parcialmente embebido)
$u_1; u_2$	Menor distancia entre el centro de las barras de las armaduras pasivas y el ala de acero interior o el borde de hormigón más próximo
$z_i; z_j$	Distancia entre la fibra neutra plástica y el centro de gravedad del área elemental $A_i$ o $A_j$

*Mayúsculas griegas* $\Delta l$  Dilatación térmica de un elemento $\Delta l/l$  Dilatación térmica relativa

$\Delta t$	Intervalo de tiempo
$\Delta\theta_{a,t}$	Aumento de la temperatura de una viga de acero durante un intervalo de tiempo $\Delta t$
$\Delta\theta_t$	Aumento de la temperatura del gas [°C] durante un intervalo de tiempo $\Delta t$ .
$\Phi$	Coeficiente de configuración o de vista

*Minúsculas griegas*

$\alpha$	Ángulo del alma
$\alpha_c$	Coeficiente de transferencia de calor por convección
$\alpha_{slab}$	Coeficiente que considera la hipótesis de una distribución rectangular de tensiones al dimensionar las losas
$\gamma_G$	Coeficiente parcial de seguridad de una acción permanente $G_k$
$\gamma_{M,fi}$	Coeficiente parcial de seguridad de una propiedad de un material en situación de incendio
$\gamma_{M,fi,a}$	Coeficiente parcial de seguridad de la resistencia del acero estructural en la situación de incendio
$\gamma_{M,fi,c}$	Coeficiente parcial de seguridad de la resistencia del hormigón en la situación de incendio
$\gamma_{M,fi,s}$	Coeficiente parcial de seguridad de la resistencia de las armaduras pasivas en situación de incendio
$\gamma_{M,fi,v}$	Coeficiente parcial de seguridad de la resistencia a cortante de los pernos conectores en la situación de incendio
$\gamma_Q$	Coeficiente parcial de seguridad de una acción variable
$\gamma_v$	Coeficiente parcial de seguridad de la resistencia a cortante de los pernos conectores a temperatura normal
$\delta$	Excentricidad
$\varepsilon$	Deformación unitaria
$\varepsilon_a$	Deformación unitaria axial del perfil de acero del pilar
$\varepsilon_{a,\theta}$	Deformación unitaria en la situación de incendio
$\varepsilon_{ae,\theta}$	Deformación unitaria última en la situación de incendio
$\varepsilon_{ay,\theta}$	Deformación unitaria remanente en la situación de incendio
$\varepsilon_{ap,\theta}$	Deformación unitaria en el límite proporcional en la situación de incendio
$\varepsilon_{au,\theta}$	Deformación unitaria límite para el límite elástico en la situación de

---

	incendio
$\epsilon_c$	Deformación unitaria axial del hormigón del pilar
$\epsilon_{c,\theta}$	Deformación unitaria del hormigón en la situación de incendio
$\epsilon_{ce,\theta}$	Deformación unitaria máxima del hormigón en la situación de incendio
$\epsilon_{ce,\theta máx.}$	Deformación unitaria máxima del hormigón en la situación de incendio a la temperatura máxima
$\epsilon_{cu,\theta}$	Deformación unitaria del hormigón correspondiente a $f_{c,\theta}$
$\epsilon_{cu,\theta máx.}$	Deformación unitaria del hormigón a la temperatura máxima del hormigón
$\epsilon_f$	Coefficiente de emisividad del fuego
$\epsilon_m$	Coefficiente de emisividad relacionado con el material de superficie del elemento
$\epsilon_s$	Deformación unitaria axial del acero para las armaduras pasivas del pilar
$\phi_b$	Diámetro de una barra
$\phi_s$	Diámetro de un estribo
$\phi_r$	Diámetro de una armadura longitudinal en la esquina de los estribos
$\eta$	Nivel de carga conforme al Anejo 30
$\eta_{fi}$	Coefficiente de reducción aplicado a $E_d$ para obtener $E_{fi,d}$
$\eta_{fi,t}$	Nivel de carga para cálculo del comportamiento frente al fuego
$\theta$	Temperatura
$\theta_a$	Temperatura del acero estructural
$\theta_{a,t}$	Temperatura del acero en el instante t, supuesta uniforme en cada parte de la sección transversal del acero
$\theta_c$	Temperatura del hormigón
$\theta_{cr}$	Temperatura crítica de un elemento estructural
$\theta_i$	Temperatura en el área elemental $A_i$
$\theta_{lim}$	Temperatura límite
$\theta_{máx.}$	Temperatura máxima
$\theta_r$	Temperatura de un rigidizador
$\theta_R$	Temperatura de la armadura adicional en el nervio
$\theta_s$	Temperatura del acero para las armaduras pasivas

---

$\theta_t$	Temperatura del gas en el instante $t$
$\theta_v$	Temperatura de los pernos conectores
$\theta_w$	Temperatura en el alma
$\lambda_a$	Conductividad térmica del acero
$\lambda_c$	Conductividad térmica del hormigón
$\lambda_p$	Conductividad térmica del material de protección frente al fuego
$\bar{\lambda}$	Esbeltez relativa
$\bar{\lambda}_0$	Esbeltez relativa de los rigidizadores en la situación de incendio
$\xi$	Coefficiente de reducción de una acción permanente desfavorable $G_k$
$\rho_a$	Densidad del acero
$\rho_c$	Densidad del hormigón
$\rho_{c,NC}$	Densidad del hormigón de peso normal (NC – normal weight concrete)
$\rho_{c,LC}$	Densidad del hormigón ligero (LC – lightweight concrete)
$\rho_p$	Densidad del material de protección frente al fuego
$\sigma$	Tensión
$\sigma_{a,\theta}$	Tensión del perfil de acero en la situación de incendio
$\sigma_{c,\theta}$	Tensión del hormigón bajo compresión en la situación de incendio
$\sigma_{s,\theta}$	Tensión del acero para las armaduras pasivas en la situación de incendio
$\varphi_{a,\theta}$	Coefficiente de reducción para el perfil de acero dependiente del efecto de las tensiones térmicas en la situación de incendio
$\varphi_{c,\theta}$	Coefficiente de reducción para el hormigón dependiente del efecto de las tensiones térmicas en la situación de incendio
$\varphi_{s,\theta}$	Coefficiente de reducción de las armaduras pasivas dependiendo del efecto de las tensiones térmicas en la situación de incendio
$\chi$	Coefficiente de reducción o de corrección
$\chi_z$	Coefficiente de reducción o de corrección (para flexión respecto al eje $z$ )
$\psi_{0,1}$	Factor de combinación del valor característico o raro de una acción variable
$\psi_{1,1}$	Factor de combinación del valor frecuente de una acción variable
$\psi_{2,1}$	Factor de combinación del valor cuasipermanente de una acción variable
$\psi_{fi}$	Factor de combinación de una acción variable en la situación de incendio,

dada por  $\psi_{1,1}$  o por  $\psi_{2,1}$

## 2 – Bases de proyecto

### 2.1 Requisitos

#### 2.1.1 Requisitos fundamentales

(1) Cuando se requiera resistencia mecánica en caso de incendio, las estructuras mixtas de acero y hormigón se deben proyectar y construir de forma que mantengan su función portante durante la exposición al fuego pertinente.

(2) Cuando se requiera compartimentación los elementos que forman los contornos de la compartimentación, incluyendo las juntas, se deben proyectar y construir de forma que mantengan su función portante durante la exposición al fuego pertinente. Esto debe asegurarse, cuando proceda, que:

- no se produce un fallo en la integridad;
- no se produce un fallo en el aislamiento.

NOTA 1 Véase las definiciones de la reglamentación específica vigente.

NOTA 2 En el caso de una losa mixta, el criterio de radiación térmica no es relevante.

(3) Se debe aplicar el criterio de deformación cuando los medios de protección, o el criterio de dimensionamiento para los elementos separadores, requieran considerar la deformación de la estructura portante.

(4) No es necesario considerar la deformación de la estructura portante en los siguientes casos, según proceda:

- la eficacia de los medios de protección se ha evaluado de acuerdo con el apartado 3.3.4; y
- los elementos separadores tienen que satisfacer los requisitos de acuerdo con una exposición nominal al fuego.

#### 2.1.2 Exposición nominal al fuego

(1) Para una exposición al fuego normalizado, los elementos deben cumplir con los criterios “R”, “E” e “I”, como sigue:

- únicamente función separadora: integridad (criterio “E”) y, cuando se requiera, aislamiento (criterio “I”);
- únicamente función portante: resistencia mecánica (criterio “R”);
- función separadora y portante: criterios “R”, “E” y, cuando se requiera, “I”.

(2) Se considera que se satisface el criterio “R” cuando se mantiene la función portante durante el tiempo de exposición al fuego requerido.

(3) Se puede considerar que se satisface el criterio “I” cuando el aumento medio de temperatura de toda la superficie no expuesta se limita a 140 K, y el aumento máximo de temperatura en cualquier punto de esa superficie no supera los 180 K.

(4) Los mismos criterios deberían aplicarse con la curva de exposición al fuego externo, sin embargo, la referencia a esta curva específica debería identificarse con las letras “ef”.

NOTA Véanse la reglamentación específica vigente

(5) Con la curva de exposición al fuego de hidrocarburo deberían aplicarse los mismos

criterios, sin embargo, la referencia a esta curva específica debería identificarse con las letras "HC".

NOTA Véanse la reglamentación específica vigente .

### 2.1.3 Exposición al fuego paramétrico

(1) Se asegura la función portante cuando se previene el derrumbe durante todo el tiempo que dure del incendio, incluida la fase de extinción, o durante un periodo de tiempo requerido.

(2) Se asegura la función separadora respecto al aislamiento cuando:

- en el momento de máxima temperatura del gas, el aumento medio de temperatura en toda la superficie no expuesta se limita a 140 K, y el aumento máximo de temperatura en cualquier punto de esa superficie no supera los 180 K;
- durante la fase de extinción del fuego, el aumento medio de temperatura en toda la superficie no expuesta debería limitarse a  $\Delta\theta_1$ , y el aumento máximo de temperatura en cualquier punto de esa superficie no debería superar  $\Delta\theta_2$ .

NOTA Los valores de  $\Delta\theta_1$  y  $\Delta\theta_2$  son:  $\Delta\theta_1 = 200$  K y  $\Delta\theta_2 = 240$  K.

## 2.2 Acciones

(1) Las acciones mecánicas y térmicas se deben tomar de la reglamentación específica vigente.

(2) Además de lo indicado en la reglamentación específica vigente, el coeficiente de emisividad del acero y del hormigón en relación a la superficie del elemento debería ser  $\varepsilon_m = 0,7$ .

## 2.3 Valores de cálculo de las propiedades de los materiales

(1)P Los valores de cálculo de las propiedades mecánicas (resistencia y deformación)  $X_{fi,d}$  de los materiales se definen como sigue:

$$X_{fi,d} = k_{\theta} \cdot X_k / \gamma_{M,fi} \quad (2.1)$$

donde

$X_k$  es el valor característico o nominal de una propiedad de resistencia o de deformación (*generalmente*  $f_k$  o  $E_k$ ) para el dimensionamiento a temperatura normal conforme al Anejo 30

$k_{\theta}$  es el coeficiente de reducción de una propiedad de resistencia o deformación ( $X_{k,\theta}/X_k$ ) dependiente de la temperatura del material, véase el apartado 3.2

$\gamma_{M,fi}$  es el coeficiente parcial de seguridad de la propiedad correspondiente de un material, en la situación de incendio

NOTA 1 Para las propiedades mecánicas del acero y hormigón, los valores de los coeficientes parciales de seguridad para la situación de incendio son  $\gamma_{M,fi,a} = 1,0$ ;  $\gamma_{M,fi,s} = 1,0$ ;  $\gamma_{M,fi,c} = 1,0$ ;  $\gamma_{M,fi,v} = 1,0$ .

(2) Los valores de cálculo de las propiedades térmicas de los materiales  $X_{fi,d}$  se definen como sigue:

- si un incremento de la propiedad es favorable para la seguridad;

$$X_{fi,d} = X_{k,\theta} / \gamma_{M,fi} \quad (2.2a)$$

- si un incremento de la propiedad es desfavorable para la seguridad:

$$X_{fi,d} = \gamma_{M,fi} X_{k,\theta} \quad (2.2b)$$

donde

$X_{k,\theta}$  es el valor de una propiedad de un material en la situación de incendio, generalmente dependiente de la temperatura del material, véase el apartado 3.3

$\gamma_{M,fi}$  es el coeficiente parcial de seguridad de la propiedad correspondiente del material, para la situación de incendio

NOTA 1 Para las propiedades térmicas del acero y hormigón, el valor del coeficiente parcial de seguridad para la situación de incendio es  $\gamma_{M,fi} = 1,0$ .

(3) El valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón debería ser  $1,0 f_c$  dividido por  $\gamma_{M,fi,c}$ , antes de aplicar la necesaria reducción de resistencia debida a la temperatura e indicada en el apartado 3.3.2.

## 2.4 Métodos de comprobación

### 2.4.1 Generalidades

(1) El modelo del sistema estructural adoptado para proyectar con este Anejo debe reflejar el comportamiento esperado frente al fuego de la estructura.

(2) Para el correspondiente tiempo de exposición al fuego  $t$  se debe comprobar:

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t} \quad (2.3)$$

donde

$E_{fi,d,t}$  es el efecto de cálculo de las acciones para la situación de incendio, determinado conforme a la reglamentación específica vigente, incluyendo los efectos de las expansiones y deformaciones térmicas

$R_{fi,d,t}$  es la correspondiente resistencia de cálculo en la situación de incendio

(3) El cálculo estructural para la situación de incendio debería llevarse a cabo de acuerdo con el punto (2) del apartado 5.1.4 del Anejo 18.

NOTA Para comprobar el requisito de resistencia al fuego normalizado, es suficiente un análisis por elementos aislados.

(4) Los casos en que las reglas de aplicación indicadas en este Anejo sólo sean válidas para la curva normalizada tiempo-temperatura se identifican en los correspondientes apartados.

(5) Los valores tabulados indicados en el apartado 4.2 se basan en la curva normalizada tiempo-temperatura.

(6) Como alternativa al dimensionamiento mediante cálculos, el proyecto frente a incendios puede basarse en los resultados de ensayos a fuego, o de ensayos a fuego en combinación con cálculos, véase el apartado 5.2 del Anejo 18.

#### 2.4.2 Análisis por elementos aislados

(1) El efecto de las acciones debería determinarse para un tiempo  $t = 0$  usando los factores de combinación  $\psi_{1,1}$  o  $\psi_{2,1}$  de acuerdo con la reglamentación específica vigente.

(2) Como simplificación al punto (1), el efecto de las acciones  $E_{fi,d,t}$  puede obtenerse a partir de un cálculo estructural para el dimensionamiento a temperatura normal, como:

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d \quad (2.4)$$

donde

$E_d$  es el valor de cálculo del esfuerzo correspondiente para el dimensionamiento a temperatura normal, en una combinación fundamental de acciones (véase el Anejo 18)

$\eta_{fi}$  es el coeficiente de reducción de  $E_d$

(3) El coeficiente de reducción  $\eta_{fi}$  para la combinación de cargas (6.10) en el Anejo 18 debería tomarse como:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5)$$

o para las combinaciones de carga (6.10a) y (6.10b) en el Anejo 18 como el menor valor resultante de las dos expresiones siguientes:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}} \quad (2.5a)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5b)$$

donde

$Q_{k,1}$  es el valor característico de la acción variable predominante 1

$G_k$  es el valor característico de una acción permanente

$\gamma_G$  es el coeficiente parcial de seguridad de una acción permanente

$\gamma_{Q,1}$  es el coeficiente parcial de seguridad de una acción variable 1

- $\xi$  es el coeficiente de reducción de una acción permanente desfavorable  $G_k$
- $\psi_{0,1}$  es el factor de combinación del valor característico de una acción variable
- $\psi_{fi}$  es el factor de combinación en situación de incendio, dado por  $\psi_{1,1}$  (valor frecuente) o por  $\psi_{2,1}$  (valor cuasipermanente) de acuerdo con el punto (2) de la reglamentación específica vigente.

NOTA 1 La Figura A31.2.1 muestra un ejemplo de la variación del coeficiente de reducción  $\eta_{fi}$  frente a la relación de cargas  $Q_{k,1}/G_k$  para distintos valores del factor de combinación  $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$  de acuerdo con la ecuación (2.5), con las siguientes hipótesis:  $\gamma_G = 1,35$  y  $\gamma_Q = 1,5$ . Los coeficientes parciales de seguridad se especifican en el Anejo 18. Las ecuaciones (2.5a) y (2.5b) dan valores ligeramente mayores.

NOTA 2 Se puede usar como una simplificación el valor  $\eta_{fi} = 0,65$  recomendado, excepto para cargas impuestas de acuerdo con la categoría E según se indica en la reglamentación específica vigente (áreas susceptibles de acumulación de bienes, incluyendo las áreas de acceso), en las que el valor recomendado es 0,7.

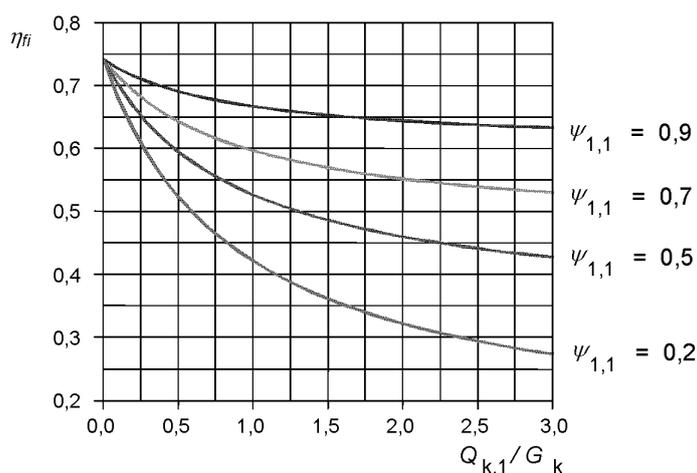


Figura A31.2.1 – Variación del coeficiente de reducción  $\eta_{fi}$  con la relación de cargas  $Q_{k,1}/G_k$

- (4) Sólo es necesario considerar los efectos de las deformaciones térmicas producidas por gradientes térmicos a través de la sección transversal. Los efectos de expansiones térmicas axiales o en el plano pueden despreciarse.
- (5) Las condiciones de contorno en los apoyos y extremos de un elemento pueden suponerse constantes a lo largo de la exposición al fuego.
- (6) Los valores tabulados, los modelos de cálculo simplificados o avanzados indicados, respectivamente, en los apartados 4.2, 4.3 y 4.4, son adecuados para la comprobación de los elementos bajo las condiciones de incendio.

### 2.4.3 Análisis de parte de la estructura

- (1) El efecto de las acciones debería determinarse para un tiempo  $t = 0$  usando los factores de combinación  $\psi_{1,1}$  y  $\psi_{2,1}$  de acuerdo con la reglamentación específica vigente.
- (2) Como alternativa a la realización de un cálculo estructural para la situación de incendio en el instante  $t = 0$ , las reacciones en los apoyos y los esfuerzos internos en

los contornos de parte de la estructura pueden obtenerse de un cálculo estructural a temperatura normal, como se indica en el apartado 2.4.2.

(3) La parte de la estructura a analizar se debería especificar en base a las potenciales expansiones y deformaciones térmicas de modo que su interacción con otras partes de la estructura se pueda aproximar mediante condiciones de apoyo y de contorno independientes del tiempo durante la exposición al fuego.

(4) Dentro de la parte de la estructura a analizar, se deben tener en cuenta el modo de fallo correspondiente a la exposición al fuego, las propiedades de los materiales dependientes de la temperatura y la rigidez del elemento, así como los efectos de las expansiones y deformaciones térmicas (acciones indirectas del fuego).

(5) Se puede considerar que las condiciones de contorno en los apoyos y los esfuerzos en los contornos de parte de la estructura permanecen constantes a lo largo de toda la exposición al fuego.

#### **2.4.4 Cálculo estructural global**

(1) Cuando se realiza un cálculo estructural global de la situación de incendio, se deben tener en cuenta el modo de fallo correspondiente a la exposición al fuego, las propiedades de los materiales dependientes de la temperatura y la rigidez del elemento, así como los efectos de las expansiones y las deformaciones térmicas (acciones indirectas del fuego).

### 3 – Propiedades de los materiales

#### 3.1 Generalidades

- (1) En condiciones de incendio se deben tener en cuenta las propiedades dependientes de la temperatura.
- (2) Las propiedades mecánicas y térmicas del acero y hormigón deberían determinarse conforme a los apartados siguientes.
- (3) Los valores de las propiedades de los materiales indicados en el apartado 3.2 deben tratarse como valores característicos, véase el punto (1) del apartado 2.3.
- (4) Las propiedades mecánicas del hormigón y del acero tanto para armaduras pasivas como activas a temperatura normal (20 °C) se deberían tomar como las indicadas en la reglamentación específica vigente para el dimensionamiento a temperatura normal.
- (5) Las propiedades mecánicas del acero a 20 °C deberían tomarse como las indicadas en el Anejo 22 para el dimensionamiento a temperatura normal.

#### 3.2 Propiedades mecánicas

##### 3.2.1 Propiedades de resistencia y deformación del acero estructural

- (1) Para velocidades de aumento de temperatura entre 2 y 50 K/min, las propiedades de resistencia y deformación del acero estructural a temperaturas elevadas deberían obtenerse a partir de la relación tensión-deformación indicada en la Figura A31.3.1.

NOTA Para las reglas de este Anejo, se supone que las velocidades de aumento de temperatura entran dentro de los límites especificados.

- (2) Las relaciones tensión-deformación indicadas en la Figura A31.3.1 y en la Tabla A31.3.1 se definen por tres parámetros:

- la pendiente del dominio lineal elástico  $E_{a,\theta}$ ;
- el límite proporcional  $f_{ap,\theta}$ ;
- el nivel máximo de tensión o el límite elástico eficaz  $f_{ay,\theta}$ .

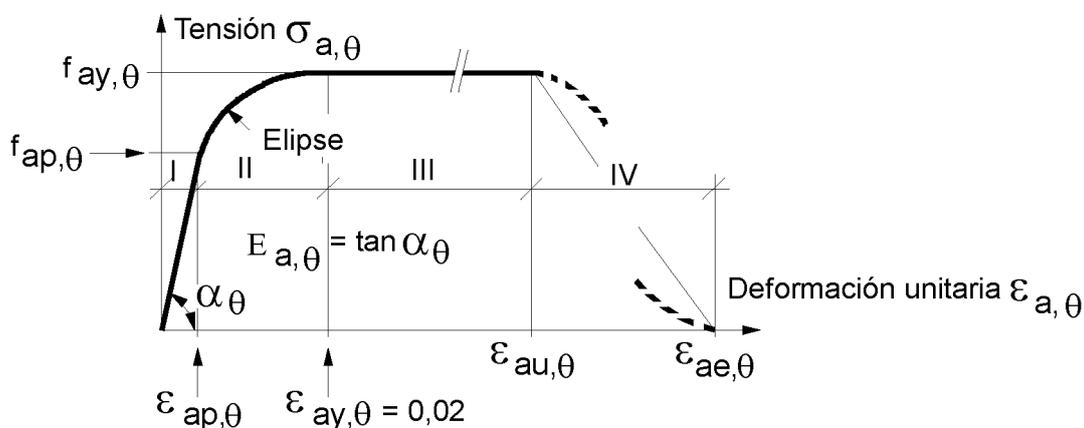


Figura A31.3.1 – Modelo matemático para las relaciones tensión-deformación del acero estructural a elevadas temperaturas

Tabla A31.3.1 – Relación entre los distintos parámetros del modelo matemático de la figura A31.3.1

Dominio de deformación	Tensión $\sigma$	Módulo tangencial
I/elástico $\varepsilon \leq \varepsilon_{ap,\theta}$	$E_{a,\theta} \varepsilon_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
II/Tránsito elíptico $\varepsilon_{ap,\theta} \leq \varepsilon$ $\varepsilon \leq \varepsilon_{ay,\theta}$	$\left( f_{ap,\theta} - c \right) + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - \left( \varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta} \right)^2}$ <p>con</p> $a^2 = \left( \varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} \right) \left( \varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} + c / E_{a,\theta} \right)$ $b^2 = E_{a,\theta} \left( \varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} \right) c + c^2$ $c = \frac{\left( f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta} \right)^2}{E_{a,\theta} \left( \varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} \right) - 2 \left( f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta} \right)}$	$\frac{b \left( \varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta} \right)}{a \sqrt{a^2 - \left( \varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta} \right)^2}}$
III/plástico $\varepsilon_{ap,\theta} \leq \varepsilon$ $\varepsilon \leq \varepsilon_{au,\theta}$	$f_{ay,\theta}$	0

(3) La Tabla A31.3.2 indica, para elevadas temperaturas del acero  $\theta_a$ , los coeficientes de reducción  $k_\theta$  a aplicar al valor apropiado  $E_a$  o  $f_{ay}$  para determinar los parámetros definidos en el punto (2). Para valores intermedios de la temperatura se pueden hacer interpolaciones lineales.

(4) Como alternativa, para temperaturas menores que 400 °C, las relaciones tensión-deformación especificadas en el punto (2) se amplían para tener en el endurecimiento por deformación indicado en la Tabla A31.3.2, siempre que se evite la inestabilidad local y se limite a 1,25 la relación  $f_{au,\theta} / f_{ay}$

NOTA La opción para tener en cuenta endurecimiento por deformación se detalla en el apéndice A informativo.

(5) El efecto del endurecimiento por deformación sólo debería tenerse en cuenta si el análisis se basa en modelos de cálculo avanzado de acuerdo con el apartado 4.4. Esto sólo se permite si se prueba que los fallos locales (es decir, pandeo local, fallo por cortante, desconchado del hormigón, etc.) no se producen por incrementos en las deformaciones.

NOTA Los valores de  $\varepsilon_{au,\theta}$  y  $\varepsilon_{ae,\theta}$  que definen el rango de las ramas de máxima tensión y las ramas decrecientes de acuerdo con la Figura A31.3.1, pueden tomarse del apéndice A informativo.

(6) La formulación de las relaciones tensión-deformación ha sido deducida de ensayos de tracción. Estas relaciones también pueden aplicarse al acero comprimido.

(7) En el caso de las acciones térmicas de acuerdo con la reglamentación específica vigente (modelos de fuego natural), particularmente cuando se considere la rama de temperatura decreciente, pueden emplearse como una aproximación suficientemente precisa los valores especificados en la Tabla A31.3.2 para las relaciones tensión-deformación del acero estructural.

Tabla A31.3.2 – Coeficientes de reducción  $k_{\theta}$  para las relaciones tensión–deformación del acero estructural a elevadas temperaturas

Temperatura del acero $\theta_a$ [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,420	1,00	
500	0,60	0,360	0,78	
600	0,31	0,180	0,47	
700	0,13	0,075	0,23	
800	0,09	0,050	0,11	
900	0,0675	0,0375	0,06	
1 000	0,0450	0,0250	0,04	
1 100	0,0225	0,0125	0,02	
1 200	0	0	0	

### 3.2.2 Propiedades de resistencia y deformación del hormigón

(1) Para velocidades de calentamiento entre 2 y 50 K/min, las propiedades de resistencia y deformación del hormigón a elevadas temperaturas deberían obtenerse de las relaciones tensión-deformación indicadas en la Figura A31.3.2.

NOTA Se supone, en las reglas indicadas en este Anejo, que las velocidades de calentamiento se encuentran dentro de los límites especificados.

(2) Las propiedades de resistencia y deformación del hormigón sometido a tensión uniaxial a elevadas temperaturas deben obtenerse de las relaciones tensión-deformación de la reglamentación específica vigente y como se indica en la Figura A31.3.2.

(3) Las relaciones tensión-deformación indicadas en la Figura A31.3.2 se definen por dos parámetros:

- la resistencia a compresión  $f_{c,\theta}$ ; y
- la deformación unitaria  $\varepsilon_{cu,\theta}$  correspondiente a  $f_{c,\theta}$ .

(4) La Tabla A31.3.3 proporciona, para temperaturas elevadas de hormigón  $\theta_c$ , el coeficiente de reducción  $k_{c,\theta}$  que hay que aplicar a  $f_c$  con el fin de determinar  $f_{c,\theta}$  y la deformación unitaria  $\varepsilon_{cu,\theta}$ . Los valores intermedios de temperatura se obtienen por interpolación lineal.

NOTA Debido a las distintas maneras de ensayar las probetas,  $\varepsilon_{cu,\theta}$  muestra una dispersión considerable, lo que viene representado en la Tabla A31.B.1. Los valores recomendados para  $\varepsilon_{ce,\theta}$  que definen el rango de la rama descendente pueden tomarse del apéndice B.

(5) Para el hormigón ligero los valores de  $\varepsilon_{cu,\theta}$  se deberían obtener, si fuera necesario, a partir de ensayos.

(6) Los parámetros especificados en la Tabla A31.3.3 son válidos para todas las calidades de hormigón con áridos silíceos. Para las calidades de hormigón calcáreo

pueden emplearse los mismos parámetros. Normalmente esto queda del lado de la seguridad. Si se necesita información más precisa, se debería hacer referencia a la reglamentación específica vigente.

(7) En el caso de acciones térmicas de acuerdo con la reglamentación específica vigente (modelos de fuego natural), particularmente cuando se considera la rama de temperatura descendente, se debería modificar el modelo matemático de las relaciones tensión-deformación del hormigón especificado en la Figura A31.3.2.

NOTA Dado que el hormigón enfriado tras haber sido calentado no recupera su resistencia a compresión inicial, se puede emplear la propuesta del apéndice C en un modelo de cálculo avanzado de acuerdo con el apartado 4.4.

(8) Desde el punto de vista de la seguridad, se puede suponer que la resistencia a tracción del hormigón es nula.

(9) Si se tiene en cuenta la resistencia a tracción del hormigón en las comprobaciones realizadas con un modelo de cálculo avanzado, ésta no debería superar los valores de la reglamentación específica vigente

(10) En el caso de tensiones de tracción en el hormigón, los modelos con una rama descendente de tensión-deformación deberían tomarse como se indica en la Figura A31.3.2.

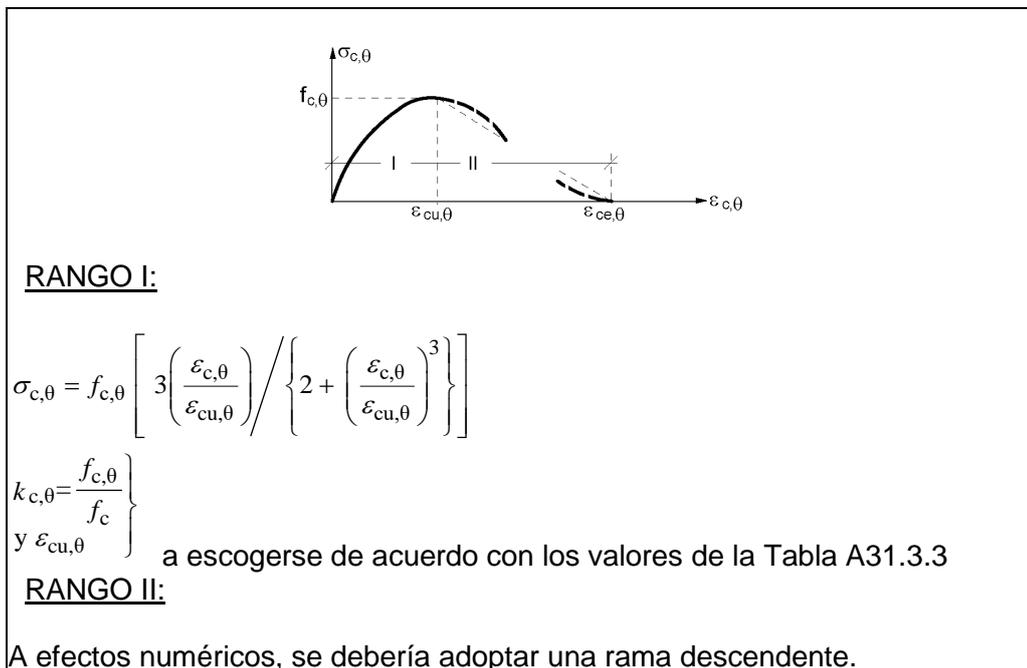


Figura A31.3.2 – Modelo matemático para las relaciones tensión-deformación del hormigón sometido a compresión a elevadas temperaturas

Tabla A31.3.3 – Valores para los dos parámetros principales de las relaciones tensión-deformación del hormigón de peso normal (NC)<sup>1)</sup> y del hormigón ligero (LC)<sup>2)</sup> a temperaturas elevadas

Temperatura $\theta_c$ [°C] del hormigón	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_c$		$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$ NC
	NC <sup>1)</sup>	LC <sup>2)</sup>	
20	1	1	2,5
100	1	1	4,0
200	0,95	1	5,5
300	0,85	1	7,0
400	0,75	0,88	10,0
500	0,60	0,76	15,0
600	0,45	0,64	25,0
700	0,30	0,52	25,0
800	0,15	0,40	25,0
900	0,08	0,28	25,0
1 000	0,04	0,16	25,0
1 100	0,01	0,04	25,0
1 200	0	0	–

1) NC: Normal weight concrete  
2) LC: Lightweight concrete. Se designa también como HL.

### 3.2.3 Aceros para armaduras pasivas

(1) Las propiedades de resistencia y deformación de los aceros para armaduras pasivas a elevadas temperaturas pueden obtenerse mediante el mismo modelo matemático que el presentado en el apartado 3.2.1 para el acero estructural.

(2) Para aceros laminados en caliente pueden emplearse los tres parámetros principales indicados en la Tabla A31.3.2, excepto que el valor de  $k_{u,\theta}$  no debería ser mayor que 1,1.

(3) En la Tabla A31.3.4 se dan los tres parámetros principales del acero para armaduras pasivas estirado en frío.

NOTA Normalmente no se utilizarán armaduras activas en estructuras mixtas.

(4) En el caso de las acciones térmicas de acuerdo con el apartado 3.3 de la Norma EN 1991-1-2 (modelos de fuego natural), en particular cuando considera la rama de temperatura descendente, los valores especificados en la Tabla A31.3.2 para las relaciones tensión-deformación del acero estructural, pueden utilizarse para los aceros para armaduras pasivas laminados en caliente como una aproximación suficientemente precisa.

Tabla A31.3.4 – Coeficientes de reducción  $k_{\theta}$  para las relaciones tensión-deformación del acero para las armaduras pasivas estirado en frío

Temperatura $\theta_s$ [°C] del hormigón	$k_{E,\theta} = \frac{E_{s,\theta}}{E_s}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{sp,\theta}}{f_{sy}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{sy,\theta}}{f_{sy}}$
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	0,96	1,00
200	0,87	0,92	1,00
300	0,72	0,81	1,00
400	0,56	0,63	0,94
500	0,40	0,44	0,67
600	0,24	0,26	0,40
700	0,08	0,08	0,12
800	0,06	0,06	0,11
900	0,05	0,05	0,08
1 000	0,03	0,03	0,05
1 100	0,02	0,02	0,03
1 200	0	0	0

### 3.3 Propiedades térmicas

#### 3.3.1 Aceros estructurales y para armaduras pasivas

(1) La dilatación térmica del acero  $\Delta l/l$ , válido para todos los tipos de acero estructural y para armaduras pasivas, se puede obtener a como sigue:

$$\Delta l/l = -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \theta_a^2 \quad \text{para } 20 \text{ °C} < \theta_a \leq 750 \text{ °C} \quad (3.1a)$$

$$\Delta l/l = 11 \cdot 10^{-3} \quad \text{para } 750 \text{ °C} < \theta_a \leq 860 \text{ °C} \quad (3.1b)$$

$$\Delta l/l = -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \theta_a \quad \text{para } 860 \text{ °C} < \theta_a \leq 1\,200 \text{ °C} \quad (3.1c)$$

donde

$l$  es la longitud a 20 °C del elemento de acero

$\Delta l$  es la dilatación debida a la temperatura del elemento de acero

$\theta_a$  es la temperatura del acero

(2) La Figura A31.3.3 ilustra la variación con la temperatura de la dilatación térmica.

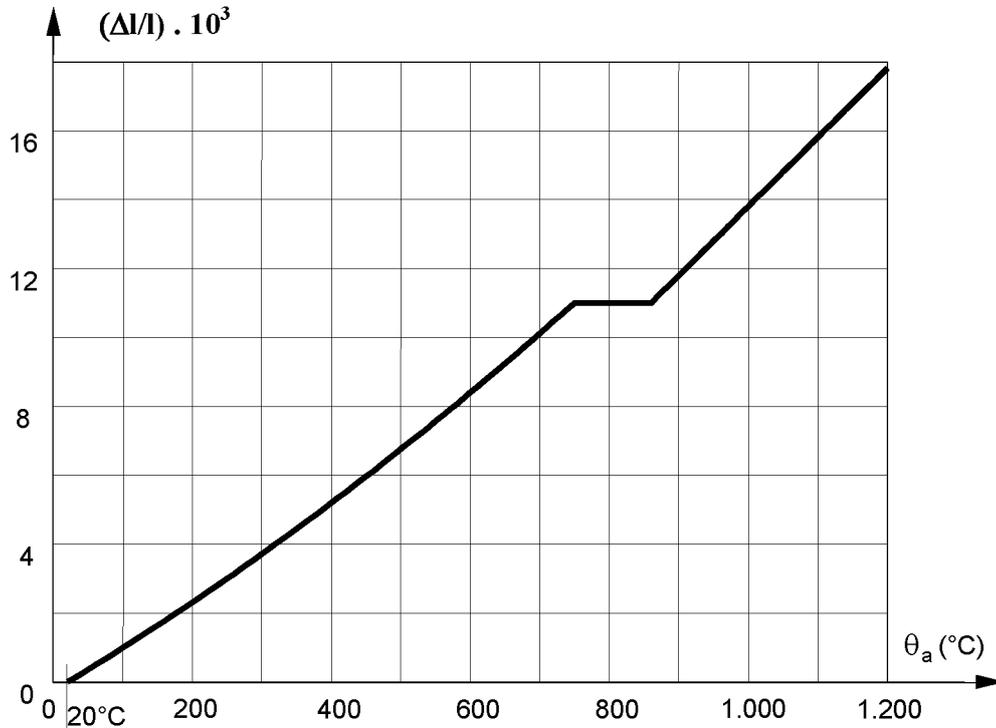


Figura A31.3.3 – Alargamiento térmico del acero en función de la temperatura

(3) En los modelos simplificados de cálculo (véase el apartado 4.3) la relación entre la dilatación térmica y la temperatura del acero puede considerarse lineal. En este caso el alargamiento del acero debería determinarse a partir de:

$$\Delta l / l = 14 \cdot 10^{-6} (\theta_a - 20) \quad (3.1d)$$

(4) El calor específico del acero  $c_a$ , válido para todos los tipos de acero estructural y para armaduras pasivas se puede obtener a partir de:

$$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \theta_a^3 \quad [\text{J/kgK}] \quad \text{para } 20 \leq \theta_a \leq 600 \text{ }^\circ\text{C} \quad (3.2a)$$

$$c_a = 666 - \left( \frac{13\,002}{\theta_a - 738} \right) \quad [\text{J/kgK}] \quad \text{para } 600 < \theta_a \leq 735 \text{ }^\circ\text{C} \quad (3.2b)$$

$$c_a = 545 + \left( \frac{17\,820}{\theta_a - 731} \right) \quad [\text{J/kgK}] \quad \text{para } 735 < \theta_a \leq 900 \text{ }^\circ\text{C} \quad (3.2c)$$

$$c_a = 650 \quad [\text{J/kgK}] \quad \text{para } 900 < \theta_a \leq 1\,200 \text{ }^\circ\text{C} \quad (3.2d)$$

donde

$\theta_a$  es la temperatura del acero.

(5) La Figura A31.3.4 ilustra la variación del calor específico con la temperatura.

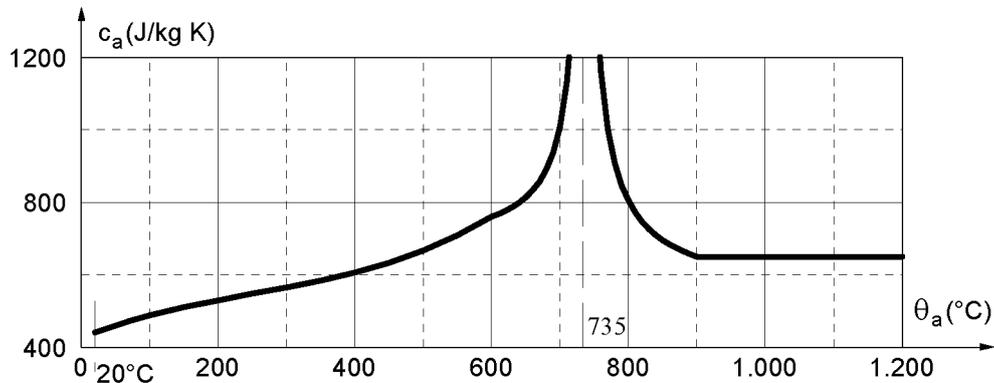


Figura A31.3.4 – Calor específico del acero en función de la temperatura

(6) En los modelos simplificados de cálculo (véase el apartado 4.3) el calor específico puede considerarse independiente de la temperatura del acero. En este caso debería tomarse el siguiente valor medio:

$$c_a = 600 \quad \text{[J/kgK]} \quad (3.2e)$$

(7) La conductividad térmica del acero  $\lambda_a$ , válida para todos los tipos de acero estructural y para armaduras pasivas, se puede obtener como sigue:

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \theta_a \quad \text{[W/mK]} \quad \text{para } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 800 \text{ }^\circ\text{C} \quad (3.3a)$$

$$\lambda_a = 27,3 \quad \text{[W/mK]} \quad \text{para } 800 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1\,200 \text{ }^\circ\text{C} \quad (3.3b)$$

donde

$\theta_a$  es la temperatura del acero.

(8) La Figura A31.3.5 ilustra la variación con la temperatura de la conductividad térmica.

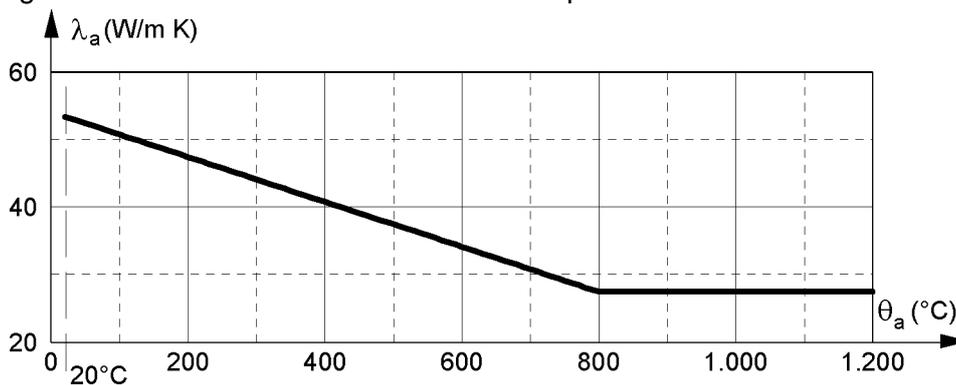


Figura A31.3.5 – Conductividad térmica del acero en función de la temperatura

(9) En los modelos simplificados de cálculo (véase el apartado 4.3) la conductividad térmica puede considerarse independiente de la temperatura del acero. En este caso debería tomarse el siguiente valor medio:

$$\lambda_a = 45 \quad \text{[W/mK]} \quad (3.3c)$$

### 3.3.2 Hormigón de peso normal

(1) La dilatación térmica  $\Delta l/l$  del hormigón de peso normal y del hormigón con árido silíceo, puede obtenerse como sigue:

$$\Delta l/l = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \theta_c + 2,3 \cdot 10^{-11} \theta_c^3 \quad \text{para } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 700 \text{ }^\circ\text{C} \quad (3.4a)$$

$$\Delta l/l = 14 \cdot 10^{-3} \quad \text{para } 700 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1\ 200 \text{ }^\circ\text{C} \quad (3.4b)$$

donde

$l$  es la longitud del elemento de hormigón a 20 °C

$\Delta l$  es la dilatación del elemento de hormigón debida a la temperatura

$\theta_c$  es la temperatura del hormigón.

(2) La Figura A31.3.6 ilustra la variación de la dilatación térmica con la temperatura.

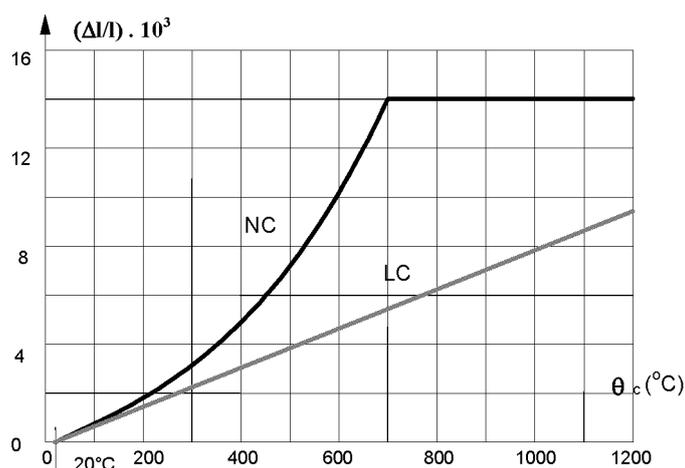


Figura A31.3.6 – Dilatación térmica del hormigón de peso normal (NC) y del hormigón ligero (LC) en función de la temperatura

(3) En los modelos simplificados de cálculo (véase el apartado 4.3) la relación entre la dilatación térmica y la temperatura del hormigón puede considerarse lineal. En este caso la dilatación térmica del hormigón debería determinarse a partir de:

$$\Delta l/l = 18 \cdot 10^{-6} (\theta_c - 20) \quad (3.4c)$$

(4) El calor específico  $c_c$  del hormigón de peso normal seco, silíceo o calcáreo, puede deducirse de:

$$c_c = 900 \quad [\text{J/kg K}] \quad \text{para } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 100 \text{ }^\circ\text{C} \quad (3.5a)$$

$$c_c = 900 + (\theta_c - 100) \quad [\text{J/kg K}] \quad \text{para } 100 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200 \text{ }^\circ\text{C} \quad (3.5b)$$

$$c_c = 1\ 000 + (\theta_c - 200)/2 \quad [\text{J/kg K}] \quad \text{para } 200 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400 \text{ }^\circ\text{C} \quad (3.5c)$$

$$c_c = 1100 \quad [\text{J/kg K}] \quad \text{para } 400 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1\ 200 \text{ }^\circ\text{C} \quad (3.5d)$$

donde  $\theta_c$  es la temperatura del hormigón.

NOTA Se puede aproximar la variación de  $c_c$  como una función de la temperatura mediante:

$$c_{c,\theta} = 890 + 56,2 (\theta_c / 100) - 3,4 (\theta_c / 100)^2 \quad (3.5e)$$

(5) La Figura A31.3.7 ilustra la variación del calor específico con la temperatura de acuerdo con la ecuación (3.5e).

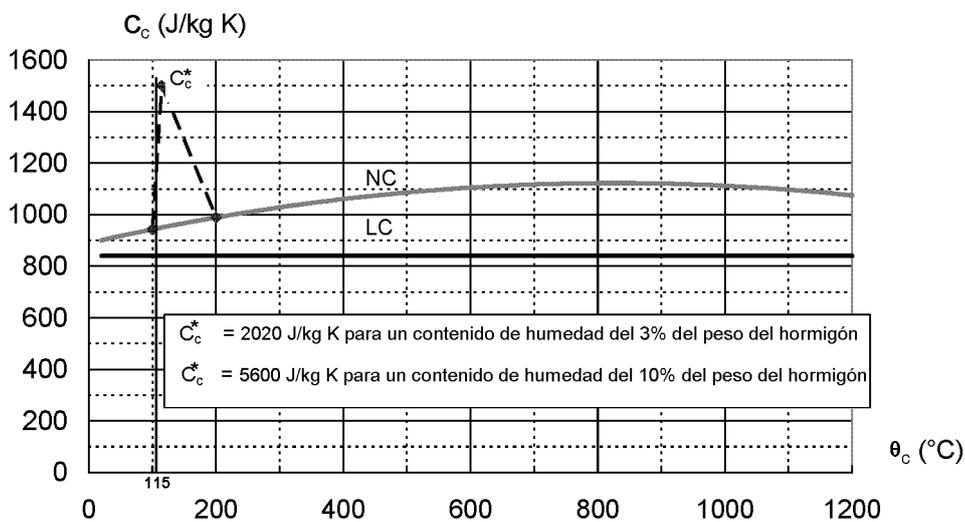


Figura A31.3.7 – Calor específico del hormigón de peso normal (NC) y del hormigón ligero (LC) en función de la temperatura

(6) En los modelos de cálculo simplificados (véase el apartado 4.3) se puede considerar el calor específico independiente de la temperatura del hormigón. En este caso se debería tomar el siguiente valor:

$$c_c = 1\,000 \quad [\text{J/kg K}] \quad (3.5f)$$

(7) El contenido de humedad del hormigón debería tomarse igual al contenido de humedad de equilibrio. Si no se dispone de estos datos, el contenido de humedad no debería superar el 4% del peso del hormigón.

(8) Si el contenido de humedad no se considera explícitamente en el equilibrio térmico, las ecuaciones indicadas en el punto (4) para el calor específico pueden completarse con un valor pico, que se muestra en la Figura A31.3.7, situado entre  $100^{\circ}\text{C}$  y  $200^{\circ}\text{C}$ , como  $115^{\circ}\text{C}$ .

$$c_c^* = 2\,020 \quad \text{para un contenido de humedad del 3\% del peso del hormigón} \quad [\text{J/kg K}] \quad (3.5g)$$

$$c_c^* = 5\,600 \quad \text{para un contenido de humedad del 10\% del peso del hormigón} \quad [\text{J/kg K}] \quad (3.5h)$$

La última situación puede darse en perfiles huecos rellenos de hormigón.

(9) La conductividad térmica  $\lambda_c$  del hormigón de peso normal se puede determinar entre los límites inferior y superior indicados en el punto (10).

NOTA 1 El límite superior se ha obtenido de ensayos de elementos estructurales mixtos de acero y hormigón. Se recomienda el uso del límite superior.

(10) El límite superior de la conductividad térmica  $\lambda_c$  del hormigón de peso normal se puede obtener a partir de:

$$\lambda_c = 2 - 0,2451(\theta_c / 100) + 0,0107(\theta_c / 100)^2 \quad [\text{W/mK}] \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1\,200^\circ\text{C} \quad (3.6a)$$

donde  $\theta_c$  es la temperatura del hormigón.

El límite inferior de la conductividad térmica  $\lambda_c$  del hormigón de peso normal puede obtenerse de:

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136(\theta_c / 100) + 0,0057(\theta_c / 100)^2 \quad [\text{W/mK}] \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1\,200^\circ\text{C} \quad (3.6b)$$

donde  $\theta_c$  es la temperatura del hormigón.

(11) La Figura A31.3.8 ilustra la variación de la conductividad térmica con la temperatura.

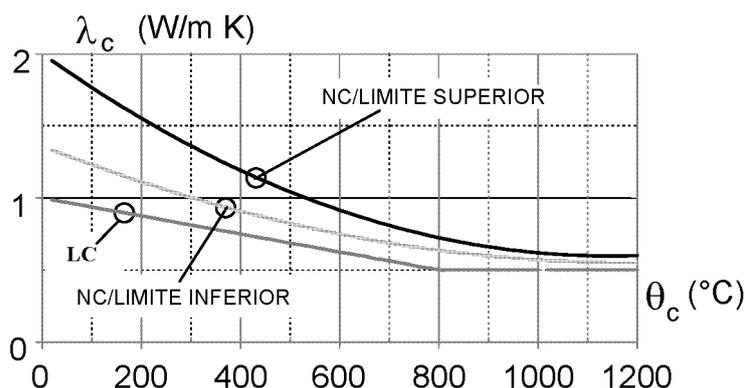


Figura A31.3.8 – Conductividad térmica del hormigón de peso normal (NC) y del hormigón ligero (LC) en función de la temperatura

(12) En los modelos de cálculo simplificados (véase el apartado 4.3) la conductividad térmica puede considerarse independiente de la temperatura del hormigón. En este caso debería tomarse el siguiente valor:

$$\lambda_c = 1,60 \quad [\text{W/mK}] \quad (3.6c)$$

### 3.3.3 Hormigón ligero

(1) La dilatación térmica  $\Delta l/l$  del hormigón ligero se puede obtener a partir de:

$$\Delta l/l = 8 \cdot 10^{-6} (\theta_c - 20) \quad (3.7)$$

donde

$l$  es la longitud del elemento de hormigón ligero a la temperatura ambiente

$\Delta l$  es la dilatación debida a la temperatura del elemento de hormigón ligero

$\theta_c$  es la temperatura del hormigón ligero [°C]

(2) El calor específico  $c_c$  del hormigón ligero puede considerarse independiente de la temperatura del hormigón:

$$c_c = 840 \quad [\text{J/kg K}] \quad (3.8)$$

(3) La conductividad térmica  $\lambda_c$  del hormigón ligero se puede obtener como sigue:

$$\lambda_c = 1,0 - (\theta_c / 1600) \quad [\text{W/mK}] \quad \text{para } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 800 \text{ }^\circ\text{C} \quad (3.9a)$$

$$\lambda_c = 0,5 \quad [\text{W/mK}] \quad \text{para } \theta_c > 800 \text{ }^\circ\text{C} \quad (3.9b)$$

(4) Las figuras A31.3.6, A31.3.7 y A31.3.8 ilustran la variación de la dilatación térmica con la temperatura, del calor específico y de la conductividad térmica.

(5) El contenido de humedad del hormigón debería tomarse igual al contenido de humedad de equilibrio. Si no se dispone de estos datos, el contenido de humedad no debería superar el 5% del peso del hormigón.

### 3.3.4 Materiales de protección frente al fuego

(1) Las propiedades y el comportamiento de los materiales de protección frente al fuego deben evaluarse usando los métodos de ensayo indicados en las normas UNE-EN 13381-1, UNE-EN 13381-2; UNE-EN 13381-4, UNE-EN 13381-5 y UNE-EN 13381-6.

## 3.4 Densidad

(1) La densidad del acero  $\rho_a$  se debe considerar independiente de la temperatura de éste. Se debe tomar el siguiente valor:

$$\rho_a = 7\,850 \quad [\text{kg/m}^3] \quad (3.10)$$

(2) Para las cargas estáticas se puede considerar que la densidad del hormigón  $\rho_c$  es independiente de la temperatura del hormigón. Para el cálculo de la respuesta térmica se puede considerar la variación de  $\rho_c$  en función de la temperatura de acuerdo con el punto (3) del apartado 3.3.2 del Anejo 20.

NOTA La variación de  $\rho_c$  en función de la temperatura se puede aproximar mediante:

$$\rho_{c,\theta} = 2354 - 23,47 (\theta_c / 100) \quad (3.11)$$

(3) Para el hormigón de peso normal (NC) sin armar se puede adoptar el siguiente valor:

$$\rho_{c,NC} = 2\,300 \quad [\text{kg/m}^3] \quad (3.12a)$$

(4)P La densidad del hormigón ligero (LC) sin armar, considerada en este Anejo para el dimensionamiento de estructuras sometidas al fuego, debe estar en el rango siguiente:

$$\rho_{c,LC} = 1\,600 \text{ a } 2\,000 \quad [\text{kg/m}^3] \quad (3.12b)$$

## 4 – Procedimientos de cálculo

### 4.1 Introducción

(1) La comprobación del comportamiento de una estructura en una situación de incendio se basa en los requisitos del apartado 5 “Detalles constructivos” y en uno de los siguientes procedimientos de cálculo permitidos:

- soluciones de cálculo reconocidas, llamadas valores tabulados, para tipos específicos de elementos estructurales;
- modelos de cálculo simplificados para tipos específicos de elementos estructurales;
- modelos de cálculo avanzados para simular el comportamiento de toda la estructura (véase el apartado 2.4.4), de partes de la estructura (véase el apartado 2.4.3) o de un sólo elemento estructural (véase el apartado 2.4.2).

(2) La aplicación de valores tabulados o de modelos de cálculo simplificados se limita a elementos estructurales individuales, considerados como directamente expuestos al fuego en toda su longitud. La acción térmica se toma de acuerdo con la exposición al fuego normalizado, y se da por hecho que existe la misma distribución de temperatura a lo largo de toda la longitud de los elementos estructurales. No se permite la extrapolación fuera del rango de la evidencia experimental.

(3) Los valores tabulados y los modelos de cálculo simplificados deberían dar resultados conservadores en comparación con los de los ensayos correspondientes o con los modelos de cálculo avanzados.

(4) La aplicación de modelos de cálculo avanzados contempla la respuesta al fuego de los elementos estructurales, subsistemas o estructuras completas y permite, cuando proceda, la comprobación de la interacción entre partes de la estructura directamente expuestas al fuego y aquéllas que no lo están.

(5) En los modelos de cálculo avanzados, los principios de ingeniería se deben aplicar a cada caso de una manera realista.

(6) Cuando no son aplicables ni los valores tabulados ni los modelos de cálculo simplificados, es necesario usar bien un método de cálculo avanzado o bien un método basado en los resultados de ensayos.

(7) Los niveles de carga se definen por la relación entre el correspondiente valor de cálculo del efecto de las acciones y el valor de cálculo de la resistencia:

$$\eta = \frac{E_d}{R_d} \leq 1,0 \quad ; \text{ nivel de carga referido al Anejo 30.} \quad (4.1)$$

donde

$E_d$  es el efecto de cálculo de las acciones para el dimensionamiento a temperatura normal; y

$R_d$  es el valor de cálculo de la resistencia para el dimensionamiento a temperatura normal;

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d} \quad ; \text{ nivel de carga para el cálculo frente a incendio.}$$

donde

$E_{fi,d,t}$  es el efecto de cálculo de las acciones en la situación de incendio, en el instante  $t$ .

(8) Para un análisis global de la estructura (estructuras completas) se deben combinar las acciones mecánicas utilizando la combinación accidental indicada en el reglamento específica vigente .

(9) Para cualquier tipo de cálculo estructural de acuerdo con los apartados 2.4.2, 2.4.3 y 2.4.4, el criterio de fallo portante "R" se alcanza cuando el valor de cálculo de la resistencia en situación de incendio  $R_{fi,d,t}$  ha disminuido hasta el nivel del efecto de cálculo de las acciones en situación de incendio  $E_{fi,d,t}$ .

(10) Para el modelo de cálculo de los "valores tabulados" del apartado 4.2,  $R_{fi,d,t}$  puede calcularse como  $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$

(11) Los modelos de cálculo simplificados para losas y vigas pueden basarse en distribuciones de temperatura conocidas en la sección transversal, como se indica en el apartado 4.3, y en propiedades de los materiales, como se indica en el apartado 3.

(12) Para losas y vigas en las que las distribuciones de la temperatura se determinan por otros métodos apropiados o por ensayos, la resistencia de las secciones transversales puede calcularse directamente utilizando las propiedades de los materiales indicadas en el apartado 3, siempre que se eviten la inestabilidad u otros efectos de fallo prematuros.

(13) Para una viga conectada a una losa, la resistencia a rasante aportada por la armadura transversal debería determinarse según el apartado 6.6.6 del Anejo 30. En este caso, debería ignorarse la contribución de la chapa conformada de acero cuando su temperatura sea superior a los 350 °C. La anchura eficaz  $b_{eff}$  a elevadas temperaturas puede tomarse como el valor del apartado 5.4.1.2 del Anejo 30.

(14) La regla (13) se aplica si la distancia al eje de estas armaduras transversales satisface lo expuesto en la columna 3 de la tabla A20.5.8 del Anejo 20.

(15) En este documento, se entiende que los pilares sometidos a condiciones de incendio se calientan de igual forma alrededor de toda su sección transversal, mientras que las vigas que sujetan un forjado sólo se calientan por los tres lados inferiores.

(16) Para vigas conectadas a losas con chapas nervadas de acero se puede suponer una exposición al fuego por tres caras, cuando al menos el 85% de la parte superior del perfil de acero esté directamente cubierto por la chapa de acero.

## 4.2 Valores tabulados

### 4.2.1 Campo de aplicación

(1) Las siguientes reglas se refieren al análisis por elementos aislados de acuerdo con el apartado 2.4.2. Éstas sólo son válidas para una exposición al fuego normalizado.

(2) Los datos indicados a continuación dependen del nivel de carga  $\eta_{fi,t}$  de acuerdo con los puntos (7), (9) y (10) del apartado 4.1.

(3) El efecto de cálculo de las acciones en la situación de incendio, supuesto independiente del tiempo, puede tomarse como  $E_{fi,d}$  de acuerdo con el punto (2) del apartado 2.4.2.

(4) Se debe comprobar que  $E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}$ .

(5) Para los valores tabulados indicados en las tablas A31.4.1 a A31.4.7, se permite la interpolación lineal para todos los parámetros físicos.

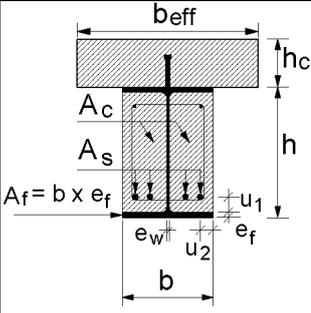
NOTA Cuando por el momento es imposible la clasificación, esto se indica con "-" en las tablas.

### 4.2.2 Viga mixta formada por una viga de acero parcialmente embebida en

**hormigón**

(1) Las vigas mixtas formadas por una viga de acero parcialmente embebida en hormigón (Figura A31.1.5) pueden clasificarse en función del nivel de carga  $\eta_{fi,t}$ , la anchura de la viga  $b$  y la armadura adicional  $A_s$  relacionada con el área del ala inferior  $A_f$ , tal y como se indica en la Tabla A31.4.1.

Tabla A31.4.1 – Dimensiones mínimas  $b$  de la sección transversal y armaduras pasivas adicionales mínimas en relación al área del ala  $A_s/A_f$ , para vigas mixtas formadas por vigas de acero parcialmente embebidas en hormigón

		Resistencia al fuego normalizado				
		R30	R60	R90	R120	R180
Condición de aplicación: losa: $h_c \geq 120 \text{ mm};$ $b_{eff} \leq 5 \text{ m};$ perfil de acero: $b/e_w \geq 15;$ $e_f/e_w \leq 2;$ área de armadura pasiva adicional, en relación al área total entre las alas: $A_s/(A_c + A_s) \leq 5\%$						
1	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,3$ $b$ (mm) mínimo y armadura pasiva adicional $A_s$ en relación al área del ala $A_s/A_f$					
1.1	$h \geq 0,9 \times b$ mínimo	70/0,0	100/0,0	170/0,0	200/0,0	260/0,0
1.2	$h \geq 1,5 \times b$ mínimo	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
1.3	$h \geq 2,0 \times b$ mínimo	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
2	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,5;$ $b$ (mm) mínimo y armadura $A_s$ adicional en relación al área del ala $A_s/A_f$					
2.1	$h \geq 0,9 \times b$ mínimo	80/0,0	170/0,0	250/0,4	270/0,5	-
2.2	$h \geq 1,5 \times b$ mínimo	80/0,0	150/0,0	200/0,2	240/0,3	300/0,5
2.3	$h \geq 2,0 \times b$ mínimo	70/0,0	120/0,0	180/0,2	220/0,3	280/0,3
2.4	$h \geq 3,0 \times b$ mínimo	60/0,0	100/0,0	170/0,2	200/0,3	250/0,3
3	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,7;$ $b$ (mm) mínimo y armadura $A_s$ adicional en relación al área del ala $A_s/A_f$					
3.1	$h \geq 0,9 \times b$ mínimo	80/0,0	270/0,4	300/0,6	-	-
3.2	$h \geq 1,5 \times b$ mínimo	80/0,0	240/0,3	270/0,4	300/0,6	-
3.3	$h \geq 2,0 \times b$ mínimo	70/0,0	190/0,3	210/0,4	270/0,5	320/1,0
3.4	$h \geq 3,0 \times b$ mínimo	70/0,0	170/0,2	190/0,4	270/0,5	300/0,8

(2) Los valores dados en la Tabla A31.4.1 son válidos para vigas simplemente apoyadas.

(3) Al determinar  $R_d$  y  $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$  en conexión con la Tabla A31.4.1, se deberían observar las siguientes reglas:

- el espesor del alma  $e_w$  no supera 1/15 de la anchura  $b$ ;

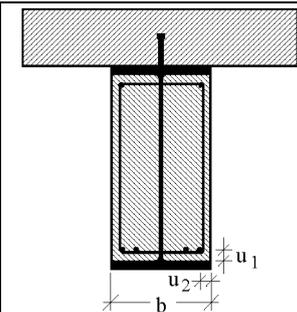
- el espesor del ala inferior  $e_f$  no supera dos veces el espesor del alma  $e_w$ ;
- el espesor de la losa de hormigón  $h_c$  es, al menos, 120 mm;
- el área de la armadura adicional en relación con el área total entre las alas  $A_s/(A_c + A_s)$  no supera el 5%;
- el valor de  $R_d$  se calcula en base al Anejo 30 siempre que:
  - la anchura eficaz de la losa  $b_{eff}$  no supera los 5 m,
  - la armadura adicional  $A_s$  no se tiene en cuenta.

(4) Los valores dados en la Tabla A31.4.1 son válidos para el acero estructural de tipo S355. Si se emplea otra clase de acero, los valores mínimos de las armaduras adicionales indicados en la Tabla A31.4.1 deberían multiplicarse por la relación entre el límite elástico de este otro tipo de acero y el límite elástico para el tipo S355.

(5) Los valores indicados en la Tabla A31.4.1 son válidos para el acero de tipo B500 empleados para la armadura pasiva adicional  $A_s$ .

(6) Los valores indicados en las tablas A31.4.1 y A31.4.2 son válidos para las vigas conectadas a losas planas de hormigón armado.

Tabla A31.4.2 – Mínima distancia de la armadura pasiva adicional de las vigas mixtas

	Anchura del perfil $b$ [mm]	Mínima distancia [mm]	Resistencia al fuego normalizado			
			R60	R90	R120	R180
170		$u_1$	100	120	–	–
		$u_2$	45	60	–	–
200		$u_1$	80	100	120	–
		$u_2$	40	55	60	–
250		$u_1$	60	75	90	120
		$u_2$	35	50	60	60
$\geq 300$		$u_1$	40	50	70	90
		$u_2$	25*	45	60	60

NOTA \* Este valor tiene que comprobarse de acuerdo con el apartado 4.4.1.2 de la Norma EN 1992-1-1.

(7) Los valores indicados en las tablas A31.4.1 y A31.4.2 pueden utilizarse en vigas conectadas a forjados mixtos con chapas nervadas de acero, si al menos el 85% de la parte superior del perfil de acero está cubierta directamente por la chapa conformada. En caso contrario, es necesario emplear material de relleno de huecos encima de las vigas.

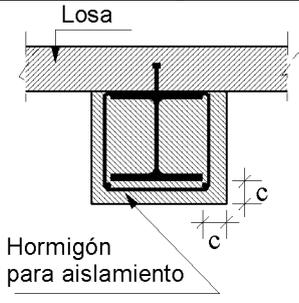
(8) El material empleado para rellenar los huecos debería ser adecuado para proteger el acero frente al fuego (véanse las normas UNE-EN 13381-4 y/o la UNE-EN 13381-5).

(9) La armadura pasiva adicional tiene que colocarse lo más cerca posible del ala inferior teniendo en cuenta la distancia  $u_1$  y  $u_2$  de la Tabla A31.4.2.

(10) Si el hormigón que envuelve la viga de acero tiene sólo una función aislante, la resistencia al fuego R30 a R180 puede satisfacerse con un recubrimiento del hormigón  $c$  del perfil de acero de acuerdo con la Tabla A31.4.3.

NOTA Para R30, sólo es necesario situar el hormigón entre las alas del perfil de acero.

Tabla A31.4.3 – Recubrimiento mínimo de hormigón de un perfil de acero con el hormigón actuando como protección frente al fuego

	<b>Resistencia al fuego normalizado</b>				
	<b>R30</b>	<b>R60</b>	<b>R90</b>	<b>R120</b>	<b>R180</b>
Recubrimiento del hormigón c [mm]	0	25	30	40	50

(11) Cuando el hormigón envolvente tiene sólo una función aislante, la malla se debería colocar de acuerdo con el punto (6) del apartado 5.1, excepto para R30.

#### 4.2.3 Pilares mixtos

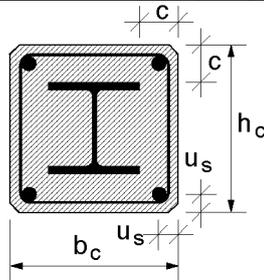
##### 4.2.3.1 Generalidades

- (1) Las tablas A31.4.4, A31.4.6 y A31.4.7 son válidas para pórtico arriostrados.
- (2) Los niveles de carga  $\eta_{fi,t}$  en las tablas A31.4.6 y A31.4.7 se definen en el punto (7) del apartado 4.1, suponiendo que para el cálculo de  $R_d$  se trata de apoyos rematados en articulaciones, siempre que ambos extremos del pilar tengan la rotación coaccionada en la situación de incendio.
- (3) Al usar las tablas A31.4.6 y A31.4.7,  $R_d$  tiene que basarse en dos veces la longitud de pandeo utilizada en la situación de proyecto de incendio.
- (4) Las tablas A31.4.4 a A31.4.7 son válidas tanto para cargas axiales concéntricas como para cargas excéntricas aplicadas a los pilares. Al determinar  $R_d$ , el valor de cálculo de la resistencia para el dimensionamiento a temperatura normal se debería tener en cuenta la excentricidad de la carga.
- (5) Los valores tabulados indicados en las tablas A31.4.4 a A31.4.7 son válidos para pilares con una longitud máxima de 30 veces la mínima dimensión externa de la sección transversal escogida.

##### 4.2.3.2 Pilares mixtos formados por perfiles de acero totalmente embebidos

- (1) Los pilares mixtos formados por perfiles de acero totalmente embebidos pueden clasificarse en función de la dimensión  $b_c$  y  $h_c$ , del recubrimiento  $c$  de hormigón del perfil de acero y de la mínima distancia  $u_s$  al eje de las armaduras pasivas indicadas en las dos soluciones alternativas de la Tabla A31.4.4.

Tabla A31.4.4 – Dimensiones mínimas de la sección transversal, recubrimiento mínimo de hormigón del perfil de acero y distancia mínima al eje de las armaduras pasivas, de pilares mixtos formados por perfiles de acero totalmente embebidos

		Resistencia al fuego normalizado					
		R30	R60	R90	R120	R180	R240
1.1	Dimensiones mínimas $h_c$ y $b_c$ [mm]	150	180	220	300	350	400
1.2	recubrimiento mínimo con hormigón del perfil de acero $c$ [mm]	40	50	50	75	75	75
1.3	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas $u_s$ [mm]	20*	30	30	40	50	50
2.1	dimensiones mínimas $h_c$ y $b_c$ [mm]	-	200	250	350	400	-
2.2	recubrimiento mínimo con hormigón del perfil $c$ [mm]	-	40	40	50	60	-
2.3	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas $u_s$ [mm]	-	20*	20*	30	40	-

NOTA \* Estos valores tienen que comprobarse de acuerdo con el apartado 4.4.1.2 de la Norma EN 1992-1-1.

(2) Se pueden usar todos los niveles de carga  $\eta_{fi,t}$  si se aplica el punto (10) del apartado 4.1.

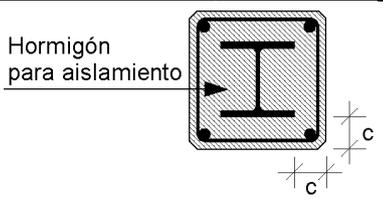
(3) La armadura pasiva debería consistir de un mínimo de 4 barras de 12 mm de diámetro. En todos los casos el porcentaje mínimo de armadura longitudinal debería cumplir los requisitos del Anejo 30.

(4) El porcentaje máximo de armadura longitudinal debería cumplir los requisitos del Anejo 30. Para los estribos debería hacerse referencia a la reglamentación específica vigente.

(5) Si el recubrimiento del hormigón del perfil de acero tiene sólo una función aislante, al dimensionar el pilar a temperatura normal, la resistencia al fuego R30 a R180 puede satisfacerse con un recubrimiento del hormigón  $c$  del perfil de acero de acuerdo con la Tabla A31.4.5.

NOTA Para R30, sólo es necesario colocar hormigón entre las alas del perfil de acero

Tabla A31.4.5 – Recubrimiento mínimo de hormigón para un perfil de acero con el hormigón actuando como protección frente al fuego

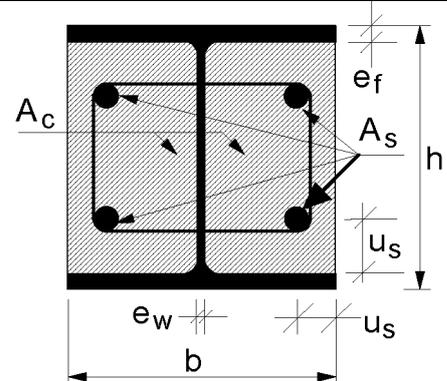
		Resistencia al fuego normalizado				
		R30	R60	R90	R120	R180
Recubrimiento del hormigón $c$ [mm]		0	25	30	40	50

(6) Cuando el hormigón envolvente tiene sólo una función aislante, la malla se debería colocar de acuerdo con el punto (6) del apartado 5.1, excepto para R30.

**4.2.3.3 Pilares mixtos formados por perfiles de acero parcialmente embebidos**

(1) Los pilares mixtos formados por perfiles de acero parcialmente embebidos pueden clasificarse en función del nivel de carga  $\eta_{fi,t}$ , la dimensión b o h, la distancia mínima al eje de las armaduras pasivas  $u_s$  y la relación entre el espesor del alma  $e_w$  y el espesor del ala  $e_f$  dados en la Tabla A31.4.6.

Tabla A31.4.6 – Dimensiones mínimas de la sección transversal, distancias mínimas al eje y cuantías entre armaduras mínimas de pilares mixtos formados por perfiles de acero parcialmente embebidos

		Resistencia al fuego normalizado			
		R30	R60	R90	R120
Minimum ratio of web to flange thickness $e_w/e_f$		0,5	0,5	0,5	0,5
1	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,28$				
1.1	dimensiones mínimas h y b [mm]	160	200	300	400
1.2	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas $u_s$ [mm]	-	50	3	4
1.3	cuantía mínima de armaduras $A_s/(A_c + A_s)$ en %	-	4		
2	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,47$				
2.1	dimensiones mínimas h y b [mm]	160	300	400	-
2.2	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas $u_s$ [mm]	-	50	70	-
2.3	cuantía mínima de armaduras $A_s/(A_c + A_s)$ en %	-	4	4	-
3	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,66$				
3.1	dimensiones mínimas h y b [mm]	160	400	-	-
3.2	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas $u_s$ [mm]	40	70	-	-
3.3	cuantía mínima de armaduras $A_s/(A_c + A_s)$ en %	1	4	-	-

NOTA Los valores del nivel de carga  $\eta_{fi,t}$  han sido adaptados a las reglas de cálculo para pilares mixtos en el Anejo 30.

(2) Al determinar  $R_d$  y  $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$ , en conexión con la Tabla A31.4.6, no se deberían tener en cuenta cuantías de las armaduras  $A_s/(A_c + A_s)$  mayores que el 6% o menores que el 1%.

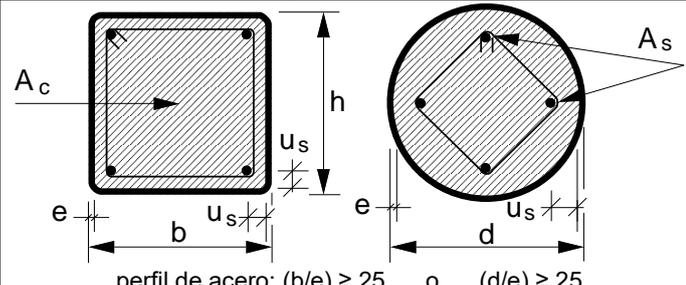
(3) La Tabla A31.4.6 puede utilizarse para los aceros estructurales de tipos S235, S275 y S355.

**4.2.3.4 Pilares mixtos formados por perfiles huecos rellenos de hormigón**

(1) Los pilares mixtos formados por perfiles huecos rellenos de hormigón pueden clasificarse en función del nivel de carga  $\eta_{fi,t}$ , de la dimensión b, h o d de la sección transversal, de la cuantía de la armadura  $A_s/(A_c + A_s)$  y de la distancia mínima al eje de las armaduras  $u_s$  de acuerdo con la Tabla A31.4.7.

NOTA Como alternativa a este método, pueden usarse las reglas de cálculo de los apartados 5.3.2 ó 5.3.3 del Anejo 20 cuando no se tenga en cuenta el tubo de acero.

Tabla A31.4.7 – Dimensiones mínimas de la sección transversal, cuantías mínimas de armaduras y distancias mínimas de las armaduras pasivas de pilares mixtos formados por perfiles huecos rellenos de hormigón

	 <p>perfil de acero: <math>(b/e) \geq 25</math> o <math>(d/e) \geq 25</math></p>	Resistencia al fuego normalizado				
		R30	R60	R90	R120	R180
1	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,28$ ;					
1.1	dimensiones mínimas h y b o diámetro mínimo d [mm];	160	200	220	260	400
1.2	cuantía mínima de armadura $A_s/(A_c + A_s)$ en %;	0	1,5	3,0	6,0	6,0
1.3	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas $u_s$ [mm].	-	30	40	50	60
2	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,47$ ;					
2.1	dimensiones mínimas h y b o mínimo diámetro d [mm];	260	260	400	450	500
2.2	cuantía mínima de armadura $A_s/(A_c + A_s)$ en %;	0	3,0	6,0	6,0	6,0
2.3	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas $u_s$ [mm].	-	30	40	50	60
3	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,66$ ;					
3.1	dimensiones mínimas h y b o diámetro mínimo d [mm];	260	450	550	-	-
3.2	cuantía mínima de armadura $A_s/(A_c + A_s)$ en %;	3,0	6,0	6,0	-	-
3.3	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas $u_s$ [mm].	25	30	40	-	-

NOTA Los valores del nivel de carga  $\eta_{fi,t}$  han sido adaptadas a las reglas de cálculo para pilares mixtos en el Anejo 30.

(2) Al calcular  $R_d$  y  $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$ , en conexión con la Tabla A31.4.7, se aplican las siguientes reglas:

- independientemente del tipo de acero de las perfiles huecos, se tiene emplea un límite elástico nominal de 235 N/mm<sup>2</sup>;
- se considera el espesor e de la pared del perfil hueco hasta un máximo de 1/25 de b o d;
- no se tienen en cuenta las cuantías de armaduras  $A_s/(A_c + A_s)$  superiores al 3%;
- se considera la resistencia del hormigón del dimensionamiento a temperatura normal.

(3) Los valores indicados en la Tabla A31.4.7 son válidos para un acero de tipo B500 empleado en la armadura  $A_s$ .

### 4.3 Modelos de cálculo simplificados

#### 4.3.1 Reglas generales para losas mixtas y vigas mixtas

(1) Las siguientes reglas se refieren a análisis de elementos de acuerdo con el apartado 2.4.2. Sólo son válidas para la exposición al fuego normalizado.

(2) A continuación se dan reglas que son comunes para las losas mixtas y para las vigas mixtas. Además, en los apartados 4.3.2 y 4.3.2 se dan reglas para losas y en el apartado 4.3.4 para vigas mixtas.

(3)P Para vigas mixtas en que la sección eficaz es de clase 1 o clase 2 (véase el Anejo 22), y para losas mixtas, el valor de cálculo de la resistencia a flexión debe determinarse mediante la teoría plástica.

(4) La fibra neutra plástica de una losa mixta o de una viga mixta se puede obtener mediante:

$$\sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} \left( \frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}} \right) + \alpha_{losa} \sum_{j=1}^m A_j k_{c,\theta,j} \left( \frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) = 0 \quad (4.2)$$

donde

$\alpha_{losa}$  es el coeficiente que tiene en cuenta la hipótesis del bloque rectangular de tensiones al calcular losas  $\alpha_{losa} = 0,85$

$f_{y,i}$  es el límite elástico nominal  $f_y$  para el área elemental de acero  $A_i$ , tomado como positivo en el lado de la compresión de la fibra neutra plástica y negativo en el lado de tracción

$f_{c,j}$  es el valor de cálculo de la resistencia del área elemental de hormigón  $A_j$  a 20 °C. La tracción no se tiene en cuenta en las partes de hormigón

$k_{y,\theta,i}$  o  $k_{c,\theta,j}$  se definen en la Tabla A31.3.2 o la Tabla A31.3.3

(5) El valor de cálculo del momento resistente  $M_{fi,t,Rd}$  pueden determinarse a partir de:

$$M_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i z_i k_{y,\theta,i} \left( \frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi}} \right) + \alpha_{losa} \sum_{j=1}^m A_j z_j k_{c,\theta,j} \left( \frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) \quad (4.3)$$

donde

$z_i, z_j$  es la distancia entre la fibra neutra plástica y el centro de gravedad del área elemental  $A_i$  o  $A_j$ .

(6) Para losas y vigas mixtas continuas, se aplican las reglas indicadas en la reglamentación específica vigente y en el Anejo 30 para garantizar la capacidad de rotación necesaria.

#### 4.3.2 Losas mixtas sin protección

(1) En la Figura A31.1.1 se dan ejemplos típicos de losas mixtas con chapas nervadas de acero con o sin armaduras pasivas.

(2) Las reglas siguientes se aplican al cálculo de la resistencia al fuego normalizado de las losas de hormigón tanto simplemente apoyadas como continuas, con chapas nervadas y armaduras pasivas de acero, según se describe a continuación, cuando se calientan de acuerdo con la curva normalizada tiempo-temperatura por la cara inferior.

(3) Este método sólo es aplicable a chapas nervadas directamente calentadas sin

protección de aislamiento alguno y a losas mixtas sin aislamiento entre la losa mixta y la capa de compresión (véanse las figuras A31.4.1 y A31.4.2).

NOTA El apartado D.4 proporciona un método para el cálculo del espesor eficaz  $h_{\text{eff}}$

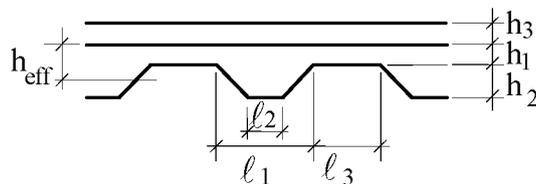


Figura A31.4.1 – Símbolos cuando se usa chapa trapezoidal

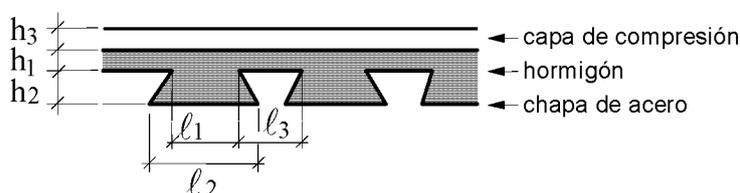


Figura A31.4.2 – Símbolos cuando se usa chapa en cola de milano

(4) El posible efecto sobre la resistencia al fuego de la coacción axial no considera en las reglas siguientes.

(5) Para un dimensionamiento conforme con el Anejo 30, la resistencia al fuego de las losas mixtas con chapas nervadas de acero, con o sin armadura adicional es de, al menos, 30 min, cuando se evalúa bajo el criterio de capacidad portante “R” de acuerdo con el criterio (1) del apartado 2.1.2. En cuanto a los medios para comprobar el cumplimiento del criterio de aislamiento térmico “I”, véase de a continuación.

(6) En losas mixtas, el criterio de integridad “E” se considera satisfecho.

NOTA 1 El apartado D.1 proporciona un método para el cálculo de la resistencia al fuego respecto al criterio de aislamiento térmico “I”.

NOTA 2 Los apartados D.2 y D.3 proporcionan un método para el cálculo de la resistencia al fuego respecto al criterio de resistencia mecánica “R” y en relación con las resistencias de los momentos positivos y negativos.

(7) Se puede emplear el hormigón ligero definido en los apartados 3.3.3 y 3.4.

#### 4.3.3 Losas mixtas protegidas

(1) Se puede obtener una mejora de la resistencia al fuego de losas mixtas mediante el empleo de un sistema de protección aplicado a la chapa de acero con el fin de reducir la transferencia térmica a la losa mixta.

(2) El comportamiento del sistema de protección empleado con la losa mixta debería evaluarse de acuerdo con:

- la norma UNE-EN 13381-1 para los falsos techos;
- la norma UNE-EN 13381-5 para los materiales de protección.

(3) El criterio de aislamiento térmico “I” se evalúa obteniendo el grosor equivalente de hormigón del sistema de protección a partir del espesor eficaz  $h_{\text{eff}}$  (véase la Norma UNE-EN 13881-5).

(4) El criterio de capacidad portante “R” se cumple siempre que la temperatura de la

chapa de acero de la losa mixta sea menor o igual a 350 °C, cuando se la calienta desde abajo con el fuego normalizado.

NOTA La resistencia al fuego de losas mixtas protegidas respecto al criterio de capacidad portante "R" es de, al menos, 30 min (véase el punto (5) del apartado 4.3.2).

#### **4.3.4 Vigas mixtas**

##### **4.3.4.1 Comportamiento estructural**

###### **4.3.4.1.1 Generalidades**

(1) Las vigas mixtas de deben comprobar a:

- resistencia a flexión (apartado 4.3.4.1.2) de la sección transversal crítica de acuerdo con el punto del apartado 6.1.1 del Anejo 30.
- esfuerzo cortante (apartado 4.3.4.1.3);
- resistencia a esfuerzo rasante (apartado 4.3.4.1.5).

NOTA En el apartado (4) del apartado 6.1.1 del Anejo 30 se proporcionan orientaciones sobre las secciones transversales críticas.

(2) Cuando en la situación de incendio se dispone de evidencia de ensayos (véase la norma UNE-EN 1365-3) de acción combinada entre la losa del forjado y la viga de acero, las vigas que no se consideran en condiciones normales como mixtas se pueden considerar como mixtas en condiciones de incendio.

(3) La distribución de la temperatura en la sección transversal se puede determinar a partir de ensayos, modelos de cálculo avanzados (apartado 4.4.2) o, para vigas mixtas formadas por perfiles de acero sin recubrimiento del hormigón, a partir del modelo de cálculo simplificado del apartado 4.3.4.2.2.

###### **4.3.4.1.2 Resistencia a flexión de las secciones transversales de vigas**

(1) El valor de cálculo de la resistencia a flexión se puede determinar mediante la teoría plástica para cualquiera de las secciones transversales, excepto para la de clase 4.

(2) Para vigas simplemente apoyadas, el ala de acero en compresión puede considerarse como clase 1, independientemente de su clase, siempre que esté conectada a la losa de hormigón mediante conectores de cortante colocados de acuerdo con el apartado 6.6.5.5 del Anejo 30.

(3) Para secciones transversales de acero de la clase 4, se hace referencia al apartado 4.2.3.6 del Anejo 23.

###### **4.3.4.1.3 Resistencia a esfuerzo cortante de las secciones transversales de vigas**

(1) La resistencia a esfuerzo cortante debe tomarse como la resistencia del perfil de acero estructural (véanse los puntos (6) del apartado 4.2.3.3 y (4) del apartado 4.2.3.4 del Anejo 23), a no ser que se haya establecido mediante ensayos el valor de una contribución de la parte de hormigón de la viga.

NOTA El apartado E.4 proporciona un método para el cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante del perfil de acero estructural.

(2) En vigas simplemente apoyadas con las almas embebidas en hormigón, no es

necesaria ninguna comprobación siempre que para el cálculo normal se suponga que el alma resiste todo el cortante.

#### 4.3.4.1.4 Combinación de flexión y cortante

(1) Para vigas parcialmente embebidas sometidas a momento flector negativo, el alma puede resistir el cortante incluso si dicha alma no contribuye al momento resistente.

NOTA 1 El punto (7) del apartado F.2 proporciona un método para vigas parcialmente embebidas sometidas a momento flector negativo.

NOTA 2 Los apartados E.2 y E.4 proporcionan un método para vigas mixtas formadas por vigas de acero no embebidas en hormigón.

#### 4.3.4.1.5 Resistencia a esfuerzo rasante

(1) El valor de cálculo del esfuerzo rasante total se debe determinar de una manera consistente con el valor de cálculo resistencia a flexión, teniendo en cuenta la diferencia en la fuerza normal en el hormigón y en el acero estructural a lo largo de una longitud crítica.

(2) En el caso de dimensionamiento mediante conexión a cortante parcial en la situación de incendio, debería considerarse la variación de esfuerzos de rasantes.

(3) El valor de cálculo del esfuerzo rasante total a lo largo de una longitud crítica en el área de la flexión positiva se calcula a partir del esfuerzo axil de compresión en la losa dada por el menor valor entre:

$$F_c = \alpha_{losa} \sum_{j=1}^m A_j k_{c,\theta,j} \left( \frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) \quad (4.4)$$

o por el esfuerzo axil de tracción en el perfil de acero dada por:

$$F_a = \sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} \left( \frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}} \right) \quad (4.5)$$

el que sea más pequeño

NOTA El apartado E.2 proporciona un método para el cálculo del esfuerzo rasante en el área de la flexión negativa.

(4) Se debe disponer de una armadura longitudinal adecuada para distribuir el esfuerzo rasante de acuerdo con el apartado 6.6.6.2 del Anejo 30.

#### 4.3.4.2 Vigas mixtas formadas por vigas de acero no embebidas en hormigón

##### 4.3.4.2.1 Generalidades

(1) La siguiente comprobación de la resistencia al fuego de una viga mixta formada por una viga de acero no embebida en hormigón es aplicable a elementos y vigas continuas simplemente apoyadas (véase la Figura A31.1.2).

##### 4.3.4.2.2 Calentamiento de la sección transversal

###### **Viga de acero**

(1) Al calcular la distribución de la temperatura en el perfil de acero, la sección

transversal puede dividirse en varias partes de acuerdo con la Figura A31.4.3.

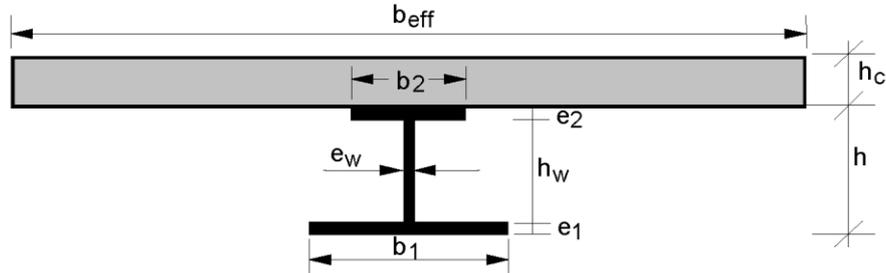


Figura A31.4.3 – Elementos de una sección transversal

- (2) Se supone que no existe transferencia térmica entre estas distintas partes ni entre el ala superior y la losa de hormigón.  
 (3) El aumento de temperatura  $\Delta\theta_{a,t}$  de las distintas partes de una viga de acero sin protección durante el intervalo de  $\Delta t$  se puede obtener a partir de:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{\text{sombra}} \left( \frac{1}{c_a \rho_a} \right) \left( \frac{A_i}{V_i} \right) \dot{h}_{\text{net}} \Delta t \quad [^\circ\text{C}] \quad (4.6)$$

donde

- $k_{\text{sombra}}$  es el coeficiente de corrección del efecto sombra [véase el punto (4)]
- $c_a$  es el calor específico del acero de acuerdo con el punto (4) del apartado 3.3.1 [J/kgK]
- $\rho_a$  es la densidad del acero de acuerdo con el punto (1) del apartado 3.4 [kg/m<sup>3</sup>]
- $A_i$  es la superficie expuesta de la parte i de la sección transversal de acero por unidad de longitud [m<sup>2</sup>/m]
- $A_i/V_i$  es el factor de forma [m<sup>-1</sup>] de la parte i de la sección transversal del acero
- $V_i$  es el volumen de la parte i de la sección transversal del acero por unidad de longitud [m<sup>3</sup>/m]
- $\dot{h}_{\text{net}}$  es el valor de cálculo del flujo de calor neto por unidad de superficie de acuerdo con el la reglamentación específica vigente
- $\dot{h}_{\text{net}} = \dot{h}_{\text{net,c}} + \dot{h}_{\text{net,r}}$  [W/m<sup>2</sup>]
- $\dot{h}_{\text{net,c}} = \alpha_c (\theta_t - \theta_{a,t})$  [W/m<sup>2</sup>]
- $\dot{h}_{\text{net,r}} = \varepsilon_m \varepsilon_f (5,67 \cdot 10^{-8}) \left[ (\theta_t + 273)^4 - (\theta_{a,t} + 273)^4 \right]$  [W/m<sup>2</sup>]

$\varepsilon_m$	tal y como se define en el punto (2) del apartado 2.2	
$\varepsilon_f$	es la emisividad del fuego de acuerdo con la reglamentación específica vigente	
$\theta_t$	es la temperatura ambiente del gas en el instante $t$	[°C]
$\theta_{at}$	es la temperatura del acero en el instante $t$ supuesta uniforme en cada parte de la sección transversal acero	[°C]
$\Delta t$	es el intervalo de tiempo	[seg]

(4) El efecto sombra se puede obtener a partir de:

$$k_{\text{sombra}} = 0,9 \left( \frac{e_1 + e_2 + 1/2 \cdot b_1 + \sqrt{h_w^2 + 1/4 \cdot (b_1 - b_2)^2}}{h_w + b_1 + 1/2 \cdot b_2 + e_1 + e_2 - e_w} \right) \quad (4.7)$$

con  $e_1$ ,  $b_1$ ,  $e_w$ ,  $h_w$ ,  $e_2$ ,  $b_2$  y las dimensiones de la sección transversal de acuerdo con la Figura A31.4.3.

NOTA La ecuación que proporciona el efecto sombra ( $k_{\text{sombra}}$ ) anterior y su uso en el punto (3), es una aproximación basada en los resultados de una gran cantidad de cálculos sistemáticos;

(5) El valor de  $\Delta t$  no se debería tomar mayor que 5 s para el punto (3).

(6) El aumento de temperatura  $\Delta\theta_{a,t}$  de varias partes de una **viga de acero aislada** durante un intervalo de tiempo  $\Delta t$  puede obtenerse de:

$$\Delta\theta_{a,t} = \left[ \left( \frac{\lambda_p/d_p}{c_a \rho_a} \right) \left( \frac{A_{p,i}}{V_i} \right) \left( \frac{1}{1+w/3} \right) (\theta_t - \theta_{a,t}) \Delta t \right] - \left[ \left( e^{w/10} - 1 \right) \Delta\theta_t \right] \quad (4.8)$$

con  $w = \left( \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} \right) d_p \left( \frac{A_{p,i}}{V_i} \right)$  y

donde

$\lambda_p$	es la conductividad térmica del material de protección frente al fuego especificado en el punto (1) del apartado 3.3.4	[W/mK]
$d_p$	es el espesor del material de protección frente al fuego	[m]
$A_{p,i}$	es el área de la cara interior del material de protección frente al fuego por unidad de longitud de la parte $i$ del elemento de acero.	[m <sup>2</sup> /m]
$c_p$	es el calor específico del material de protección contra el fuego especificado en el punto (1) del apartado 3.3.4	[J/kgK]

$\rho_p$  es la densidad del material de protección frente al fuego [kg/m<sup>3</sup>]

$\theta_t$  es la temperatura ambiente del gas en el instante  $t$  [°C]

$\Delta\theta_t$  es el aumento de temperatura ambiente del gas [°C] durante un intervalo de tiempo  $\Delta t$

(7) Cualquier incremento negativo de temperatura  $\Delta\theta_{a,t}$  obtenido mediante el punto (6) debería sustituirse por cero.

(8) El valor de  $\Delta t$  no debería tomarse mayor que 30 s para el punto (6).

(9) Para elementos no protegidos y elementos con protección en su contorno, la relación de sección  $A_i/V_i$  o  $A_{p,i}/V_i$  debería calcularse como sigue:

para el ala inferior:

$$A_i/V_i \text{ o } A_{p,i}/V_i = 2(b_1 + e_1)/b_1 e_1 \quad (4.9a)$$

para el ala superior, cuando al menos el 85% del ala superior del perfil de acero esté en contacto con la losa de hormigón o, cuando cualquier hueco formado entre el ala superior y una chapa conformada de acero esté relleno de material no combustible:

$$A_i/V_i \text{ o } A_{p,i}/V_i = (b_2 + 2e_2)/b_2 e_2 \quad (4.9b)$$

para el ala superior cuando se emplee con un forjado mixto cuando menos del 85% del ala superior del perfil de acero esté en contacto con la chapa de acero conformada:

$$A_i/V_i \text{ o } A_{p,i}/V_i = 2(b_2 + e_2)/b_2 e_2 \quad (4.9c)$$

(10) Si el canto  $h$  de la viga no supera 500 mm, se puede tomar una temperatura para el alma igual a la del ala inferior.

(11) Para elementos con protección cajeadada, se puede suponer una temperatura uniforme en todo el canto del perfil cuando se use el punto (6) junto con  $A_p/V$ .

donde

$A_p$  es el área de la cara interior de la protección cajeadada por unidad de longitud de viga de acero [m<sup>2</sup>/m]

$V$  es el volumen de toda la sección transversal de la viga de acero por unidad de longitud [m<sup>3</sup>/m]

(12) Como una alternativa al punto (6), las temperaturas en un perfil de acero después de un cierto tiempo de duración de un incendio pueden obtenerse a partir de los diagramas de flujo obtenidos de acuerdo con las normas UNE-EN 13381-3 y UNE-EN 13381-4.

(13) La protección de una viga de acero situada bajo un forjado de hormigón, puede obtenerse con una malla horizontal por debajo, y el desarrollo de su temperatura puede calcularse de acuerdo con el apartado 4.2.5.3 del Anejo 23.

**Sistema de losa plana de hormigón o de hormigón con chapa de acero**

(14) Las reglas (15) y (16) siguientes pueden utilizarse en sistemas de losas plana de hormigón o de hormigón con chapa de acero trapezoidal o en cola de milano.

(15) Se puede suponer una distribución uniforme de la temperatura en toda la anchura eficaz  $b_{eff}$  de la losa de hormigón.

NOTA La Tabla A31.D.5 proporciona un método para determinar la distribución de temperaturas a lo largo del espesor de la losa de hormigón.

(16) En el análisis mecánico se puede suponer que para temperaturas del hormigón menores que 250 °C no se producen reducciones en la resistencia del hormigón.

#### 4.3.4.2.3 Comportamiento estructural – modelo de la temperatura crítica

(1) Al usar el siguiente método de la temperatura crítica, se supone que la temperatura del perfil de acero es uniforme.

(2) El modelo es aplicable a secciones simétricas de canto  $h$  máximo de 500 mm, y un canto de losa  $h_c$  máximo superior a 120 mm, usado en conexión con vigas simplemente apoyadas sometidas exclusivamente a momentos flectores positivos.

(3) La temperatura crítica  $\theta_{cr}$  se puede determinar a partir del nivel de carga  $\eta_{fi,t}$  aplicado a la sección mixta y a partir de la resistencia del acero a elevadas temperaturas  $f_{ay,\theta_{cr}}$  de acuerdo con la relación:

$$\text{para R30} \quad 0,9 \eta_{fi,t} = f_{ay,\theta_{cr}} / f_{ay} \quad (4.10a)$$

$$\text{en cualquier otro caso} \quad 1,0 \eta_{fi,t} = f_{ay,\theta_{cr}} / f_{ay} \quad (4.10b)$$

donde  $\eta_{fi,t} = E_{fi,d,t} / R_d$  y  $E_{fi,d,t} = \eta_{fi} E_d$  se definen el punto (7)P del apartado 4.1 y del punto (3) del apartado 2.4.2.

(4) El aumento de temperatura en el perfil de acero se puede determinar a partir de los puntos (3) o (6) del apartado 4.3.4.2.2 empleando el factor de forma  $A_i / V_i$  o  $A_{p,i} / V_i$  del ala inferior del perfil de acero.

#### 4.3.4.2.4 Comportamiento estructural – modelo del momento resistente

(1) Como alternativa al apartado 4.3.4.2.3, el momento resistente puede calcularse mediante la teoría plástica, teniendo en cuenta la variación de las propiedades de los materiales debida a la temperatura (véase el apartado 4.3.4.1.2).

(2) Los momentos resistentes positivos y negativos pueden calcularse teniendo en cuenta el grado de la conexión a cortante.

NOTA El apéndice E proporciona un método para el cálculo de los momentos resistentes positivos y negativos.

#### 4.3.4.2.5 Comprobación de la resistencia a cortante de los pernos conectores

(1) El valor de cálculo de la resistencia a cortante en la situación de incendio de un perno con cabeza soldado debería determinarse para sistemas de losas tanto de hormigón macizo como con chapa conformada de acero conforme al Anejo 30, excepto que el coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_v$  debería reemplazarse por  $\gamma_{M,fi,v}$ , y que hay que usar el menor de los dos valores reducidos siguientes:

$$P_{fi,Rd} = 0,8 \cdot k_{u\theta} \cdot P_{Rd}, \text{ con } P_{Rd} \text{ según se obtiene de la ecuación 6.18 del Anejo 30; o} \quad (4.11a)$$

$$P_{fi,Rd} = k_{c,\theta} \cdot P_{Rd}, \text{ con } P_{Rd} \text{ según se obtiene de la ecuación 6.19 del Anejo 30; y} \quad (4.11b)$$

donde los valores de  $k_{u,\theta}$  y  $k_{c,\theta}$  se toman de las tablas A31.3.2 y A31.3.3, respectivamente.

(2) La temperatura  $\theta_v$  [°C] de los pernos conectores y  $\theta_c$  [°C] del hormigón pueden tomarse como el 80% y el 40%, respectivamente, de la temperatura del ala superior de la viga.

#### **4.3.4.3 Vigas mixtas formadas por vigas de acero parcialmente embebidas en hormigón**

##### **4.3.4.3.1 Generalidades**

(1) El momento resistente a flexión de una viga de acero parcialmente embebida en hormigón y conectada a una losa de hormigón puede calcularse empleando el apartado 4.3.4.1.2 o usando, como alternativa, el método indicado a continuación.

(2) La siguiente evaluación de la resistencia al fuego de una viga mixta formada por una viga de acero parcialmente embebida en hormigón de acuerdo con la Figura A31.1.5 se aplica a vigas simplemente apoyadas o continuas incluyendo las partes en voladizo.

(3) Las reglas siguientes se aplican a vigas mixtas calentadas desde abajo siguiendo la curva normalizada tiempo-temperatura.

(4)P El efecto de las temperaturas sobre las características de los materiales se considera bien reduciendo las dimensiones de las partes que componen la sección transversal, o bien multiplicando los valores característicos de las propiedades mecánicas de los materiales por un coeficiente de reducción.

NOTA El apéndice F proporciona un método para el cálculo de este coeficiente de reducción.

(5) Se supone que no hay reducción de la resistencia a cortante de los conectores soldados al ala superior, siempre que los conectores estén fijados directamente sobre la anchura eficaz de dicho ala.

NOTA En el apartado F.1 proporciona un método para la evaluación de dicha anchura eficaz.

(6) Este método se puede emplear para clasificar las vigas mixtas en las clases de resistencia al fuego normalizado R30, R60, R90, R120 o R180.

(7) Este método puede utilizarse en conexión con una losa con chapas nervadas de acero si en perfiles trapezoidales se emplean materiales para rellenar los huecos encima de las vigas, si se escogen secciones en forma de cola de milano o si se cumple el punto (16) del apartado 4.1.

(8) El espesor de la losa  $h_c$  (véase la Figura A31.4.4) debería ser mayor que el espesor mínimo de losa dado en la Tabla A31.4.8. Esta tabla puede utilizarse para sistemas de losa de hormigón macizo o de hormigón sobre chapa nervada de acero.

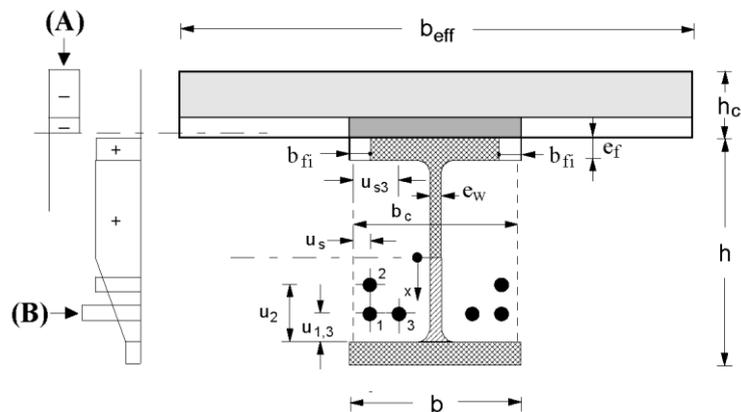
Tabla A31.4.8 – Espesor mínimo de losa

Resistencia al fuego normalizado	Espesor mínimo de losa $h_c$ [mm]
R30	60
R60	80
R90	100
R120	120
R180	150

**4.3.4.3.2 Comportamiento estructural**

(1) Para una viga simplemente apoyada, el máximo momento flector positivo producido por las cargas debería compararse con el momento resistente positivo calculado de acuerdo con el apartado 4.3.4.3.3.

(2) La Figura A31.4.4 muestra un modo de calcular el momento resistente positivo  $M_{fi,Rd+}$



Nota a la Figura A31.4.4: **(A)** Ejemplo de la distribución de tensiones en el hormigón;  
**(B)** Ejemplo de la distribución de tensiones en el acero.

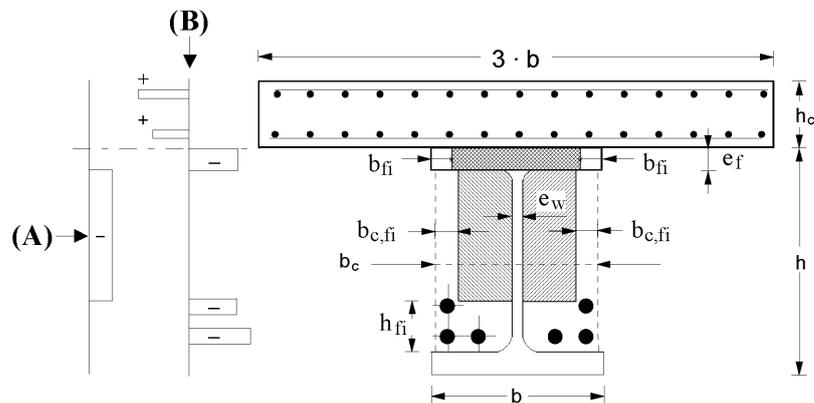
Figura A31.4.4 – Elementos de una sección transversal para el cálculo del momento resistente positivo

(3) Para un vano de una viga continua, el momento resistente positivo en cualquier sección transversal crítica y el momento resistente negativo en cada apoyo deben calcularse de acuerdo con los apartados 4.3.4.3.3 y 4.3.4.3.4.

(4) La Figura A31.4.5 muestra un modo de calcular el momento resistente negativo  $M_{fi,Rd-}$ .

(5) Para el cálculo del momento resistente que corresponde a las distintas clases de fuego, se pueden adoptar las siguientes características mecánicas:

- para el perfil, el límite elástico  $f_{ay}$  posiblemente reducido;
- para las armaduras pasivas, el límite elástico reducido  $k_r f_y$  o  $k_s f_{sy}$ ;
- para el hormigón, la resistencia a compresión en probeta cilíndrica  $f_c$ .



Nota a la Figura A31.4.5: **(A)** Ejemplo de la distribución de tensiones en el hormigón;  
**(B)** Ejemplo de la distribución de tensiones en el acero.

Figura A31.4.5 – Elementos de una sección transversal para el cálculo del momento resistente negativo

(6) Los valores de cálculo de las características mecánicas indicadas en el punto (5) se obtienen aplicando los coeficientes parciales indicados en el punto (1) del apartado 2.3.  
(7) Las vigas consideradas como simplemente apoyadas para el dimensionamiento a temperatura normal pueden considerarse continuas en la situación de incendio si se cumple el punto (5) del apartado 5.4.1.

#### 4.3.4.3.3 Momento resistente positivo $M_{fi,Rd}^+$

(1) La anchura  $b_{eff}$  de la losa de hormigón debería ser igual a la anchura eficaz escogida de acuerdo con el apartado 5.4.1.2 del Anejo 30.

(2) Para calcular el momento resistente positivo se deberían tener en cuenta el hormigón de la losa en compresión, el ala superior del perfil, el alma del perfil, el ala inferior del perfil y las armaduras pasivas. Para cada una de estas partes de la sección transversal una regla específica puede definir el efecto de la temperatura. El hormigón en tracción de la losa y el hormigón entre las alas del perfil se deberían despreciar (véase la Figura A31.4.4).

(3) Sobre la base de las condiciones de equilibrio esenciales y sobre la base de la teoría plástica, se puede definir el momento resistente la fibra neutra de flexión y se puede calcular el momento resistente positivo.

#### 4.3.4.3.4 Momento resistente negativo $M_{fi,Rd}^-$

(1) La anchura eficaz de la losa de hormigón se reduce a tres veces la anchura del perfil de acero (véase la Figura A31.4.5). Esta anchura eficaz determina las armaduras pasivas a considerar.

(2) Para calcular el momento resistente negativo se deberían tener en cuenta las armaduras pasivas de la losa de hormigón, el ala superior del perfil excepto cuando se aplique el punto (4), y el hormigón en compresión entre las alas del perfil. Para cada una de estas partes de la sección transversal una regla específica puede definir el efecto de la temperatura. El hormigón en tracción de la losa, el alma y el ala inferior del perfil se deberían despreciar.

NOTA El apartado F.2 proporciona un método para el dimensionamiento del alma a esfuerzo cortante.

(3) Las barras de la armadura pasiva situadas entre las alas pueden colaborar a compresión y considerarse en el cálculo del momento resistente negativo, siempre que los estribos correspondientes cumplan los correspondientes requisitos establecidos en la reglamentación específica vigente, con el fin de coaccionar las barras de la armadura contra el pandeo local, y siempre que tanto el perfil de acero como las armaduras pasivas sean continuas en el apoyo o se aplique el punto (5) del apartado 5.4.1.

(4) En el caso de una viga simplemente apoyada de acuerdo con el punto (5) del apartado 5.4.1, el ala superior no debería tenerse en cuenta si está trabajando a tracción.

(5) Se puede definir la fibra neutra de flexión y calcular el momento resistente negativo

sobre la base de las condiciones fundamentales de equilibrio y sobre la base de la teoría plástica.

(6) Los principios del análisis plástico global se aplican en la combinación de momentos flectores negativos y positivos si se desarrollan bielas plásticas en los apoyos.

(7) Se puede suponer que las vigas mixtas formadas por vigas de acero parcialmente embebida en hormigón no fallan en la situación de incendio por pandeo por torsión lateral.

#### 4.3.4.4 Vigas de acero parcialmente embebidas en hormigón

(1) Si la viga parcialmente embebida sostiene una losa de hormigón sin conexión a cortante de acuerdo con la Figura A31.1.3, pueden aplicarse las reglas indicadas en el apartado 4.3.4.3 suponiendo que la losa de hormigón armado no tiene resistencia mecánica.

#### 4.3.5 Pilares mixtos

##### 4.3.5.1 Comportamiento estructural

(1) Los modelos de cálculo simplificados descritos a continuación sólo deben aplicarse a pilares en pórticos arriostrados.

NOTA El punto (1) del apartado 6.7.3.1 del Anejo 30 limita en todos los casos la esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  para el cálculo normal a un máximo de 2.

(2) En los modelos de cálculo simplificados, el valor de cálculo en la situación de incendio de la resistencia de pilares mixtos a compresión normal (carga de pandeo) debería obtenerse de:

$$N_{fi,Rd} = \chi \cdot N_{fi,pl,Rd} \quad (4.12)$$

donde

$\chi$  es el coeficiente de reducción para la curva c de pandeo del apartado 6.3.1 del Anejo 22 y función de la esbeltez relativa  $\bar{\lambda}_\theta$ ,

$N_{fi,pl,Rd}$  es el valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil en la situación de incendio.

(3) La sección transversal de un pilar mixto puede dividirse en varias partes. Éstas se designan “a” para el perfil de acero, “s” para las armaduras pasivas y “c” para el hormigón.

(4) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil en la situación de incendio se obtiene de:

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{ay,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} + \sum_k (A_{s,\theta} f_{sy,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} + \sum_m (A_{c,\theta} f_{c,\theta}) / \gamma_{M,fi,c} \quad (4.13)$$

donde

$A_{i,\theta}$  es el área de cada elemento de la sección transversal ( $i = a$  o  $c$  o  $s$ ) que puede verse afectado por el fuego.

(5) La esbeltez a flexión eficaz se calcula como

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j \left( \varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_{a,\theta} \right) + \sum_k \left( \varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_{s,\theta} \right) + \sum_m \left( \varphi_{c,\theta} E_{c,sec,\theta} I_{c,\theta} \right) \quad (4.14)$$

donde

$I_{i,\theta}$  es el momento de inercia de la parte parcialmente reducida  $i$  de la sección transversal para la flexión respecto al eje débil o al eje fuerte;

$\varphi_{i,\theta}$  es el coeficiente de reducción dependiente del efecto de las tensiones térmicas;

$E_{c,sec,\theta}$  es el valor característico del módulo secante del hormigón en situación de incendio, dado por  $f_{c,\theta}$  dividido por  $\varepsilon_{cu,\theta}$  (véase la Figura A31.3.2).

NOTA El apartado G.6 proporciona un método para la evaluación del coeficiente de reducción de las secciones de acero parcialmente embebidas.

(6) La carga de pandeo de Euler o la carga crítica elástica en la situación de incendio es la siguiente:

$$N_{fi,cr} = \pi^2 (EI)_{fi,eff} / l_{\theta}^2 \quad (4.15)$$

donde

$l_{\theta}$  es la longitud de pandeo del pilar en la situación de incendio.

(7) La esbeltez relativa se obtiene de:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr}} \quad (4.16)$$

donde

$N_{fi,pl,R}$  es el valor de  $N_{fi,pl,Rd}$  de acuerdo con el punto (4) cuando los coeficientes  $\gamma_{M,fi,a}$ ,  $\gamma_{M,fi,s}$  y  $\gamma_{M,fi,c}$  se toman como 1,0.

(8) Para la determinación de la longitud de pandeo  $l_{\theta}$  de los pilares se aplican las reglas del Anejo 30, con las excepciones indicadas a continuación.

(9) Un pilar en la planta considerada, completamente conectado a los pilares superior e inferior, puede considerarse efectivamente empotrado en tales conexiones siempre que la resistencia al fuego de los elementos del edificio que separan las plantas consideradas sea, al menos, igual a la resistencia al fuego del pilar.

(10) En el caso un pórtico mixto para el que cada uno de los pisos se pueden considerar como compartimentado frente al fuego con suficiente resistencia al fuego, la longitud de

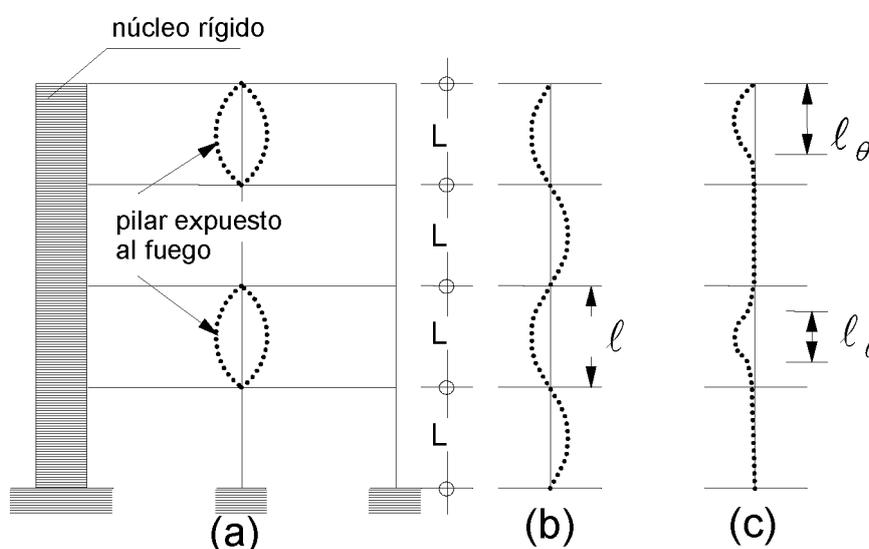
pandeo  $l_{\theta}$  de un pilar en un piso intermedio sometido al fuego viene dado por  $L_{ei}$ . Para un pilar sobre el forjado superior de la planta más alta sometida al fuego, la longitud de

pandeo  $l_{\theta}$  en la situación de incendio viene dada por  $L_{et}$  (véase la Figura A31.4.6). Para un pilar bajo el forjado inferior de la planta más baja sometida al fuego, la longitud de

pandeo  $l_{\theta}$  puede variar, dependiendo de la rigidez de rotación de la base del pilar, entre  $L_{ei}$  y  $L_{et}$ .

NOTA 1 Los valores de  $L_{ei}$  y  $L_{et}$  son 0,5 y 0,7 veces la longitud  $L$  del sistema.

NOTA 2 Para la longitud de pandeo se puede hacer referencia a los puntos (2) del apartado 5.3.2 y (3) del apartado 5.3.3 del Anejo 20 y al punto (4) del apartado 4.2.3.2 del Anejo 23.



- a) Sección del edificio  
 b) Modo de deformación a temperatura ambiente  
 c) Modo de deformación a alta temperatura.

Figura A31.4.6 – Comportamiento estructural de pilares en pórticos arriostrados

(11) Las reglas siguientes se aplican a pilares mixtos calentados por todas sus caras según la curva normalizada tiempo-temperatura.

#### 4.3.5.2 Perfiles de acero parcialmente embebidos en hormigón

(1) La resistencia al fuego de pilares mixtos de perfiles de acero parcialmente embebidos en hormigón de acuerdo con la Figura A31.1.7 puede calcularse mediante modelos de cálculo simplificados.

NOTA 1 El apéndice G proporciona un método para perfiles de acero parcialmente embebidos en hormigón.

NOTA 2 El apartado G.7 proporciona un método para cargas excéntricas.

(2) Para los detalles constructivos se hace referencia a los apartados 5.1, 5.3.1 y 5.4.

#### 4.3.5.3 Perfiles huecos sin protección rellenos de hormigón

(1) La resistencia al fuego de pilares formados por perfiles cuadrados o circulares huecos sin protección rellenos de hormigón puede calcularse mediante modelos de cálculo simplificados.

NOTA 1 El apéndice H proporciona un método para los perfiles huecos sin protección rellenos de hormigón.

NOTA 2 El apartado H.4 proporciona un método para cargas excéntricas.

(2) Para los detalles constructivos se hace referencia a los apartados 5.1, 5.3.2 y 5.4.

#### **4.3.5.4 Perfiles huecos protegidos rellenos de hormigón**

(1) Se puede obtener una mejora de la resistencia al fuego de perfiles huecos rellenos de hormigón empleando un sistema de protección alrededor del pilar de acero con objeto de reducir la transferencia térmica.

(2) La eficacia del sistema de protección usado para los perfiles huecos rellenos de hormigón debería comprobarse de acuerdo con:

- la norma UNE-EN 13381-2 en lo relativo a pantallas verticales, y
- la norma UNE-EN 13381-6 en lo relativo a materiales de revestimiento o pulverizados.

(3) Se puede suponer que el criterio de capacidad portante “R” se cumple siempre que la temperatura del perfil hueco sea menor que 350 °C.

## **4.4 Modelos de cálculo avanzados**

### **4.4.1 Bases del análisis**

(1) Los modelos de cálculo avanzados deben proporcionar un análisis realista de las estructuras expuestas al fuego. Se deben basar en un comportamiento físico fundamental de manera que conduzca a una aproximación fiable del comportamiento previsto del elemento estructural pertinente en la situación de incendio.

NOTA En comparación con los valores tabulados y con modelos simplificados de cálculo, los modelos de cálculo avanzados dan una aproximación mejorada del verdadero comportamiento estructural bajo condiciones de incendio.

(2) Los modelos de cálculo avanzados pueden emplearse en elementos individuales, en subconjuntos de elementos o en toda la estructura.

(3) Los modelos de cálculo avanzados pueden emplearse con cualquier tipo de sección transversal.

(4) Los modelos de cálculo avanzados pueden incluir modelos de cálculo independientes para la determinación de:

- el desarrollo y distribución de la temperatura dentro de los elementos estructurales (modelo de respuesta térmica); y
- el comportamiento mecánico de la estructura o de cualquier parte de ella (modelo de respuesta mecánica).

(5) Cualquier fallo potencial no cubierto por el modelo avanzado de cálculo (incluyendo el pandeo local, la capacidad de rotación insuficiente, el desconchado y el fallo a cortante) debe prevenirse mediante medios apropiados que pueden ser detalles constructivos.

(6) Los modelos de cálculo avanzados pueden usarse cuando se requiera información relativa a la evolución de la tensión y la deformación, las deformaciones y/o los campos de temperaturas.

(7) Los modelos de cálculo avanzados pueden emplearse asociados a cualquier curva

tiempo-temperatura de calentamiento, siempre que se conozcan las características de los materiales para el correspondiente rango de temperaturas.

#### **4.4.2 Respuesta térmica**

(1) Los modelos de cálculo avanzados para la respuesta térmica se deben basar en los principios e hipótesis conocidos de la teoría de transferencia térmica.

(2) El modelo de respuesta térmica debe considerar:

- las acciones térmicas pertinentes, especificadas en la reglamentación específica vigente; y
- la variación de las propiedades térmicas de los materiales de acuerdo con los apartados 3.1 y 3.3.

(3) Cuando resulte apropiado, se pueden incluir los efectos de una exposición térmica no uniforme y de la transferencia térmica a componentes de edificios próximos.

(4) La influencia de cualquier contenido de humedad y de cualquier migración de humedad dentro del hormigón y del material de protección puede despreciarse, quedando del lado de la seguridad.

#### **4.4.3 Respuesta mecánica**

(1) Los modelos de cálculo avanzados para la respuesta mecánica deben basarse en principios e hipótesis conocidos de la teoría de la mecánica estructural, teniendo en cuenta los efectos de la temperatura.

(2) El modelo de respuesta mecánica debe también tener en cuenta:

- los efectos combinados de las acciones mecánicas, las imperfecciones geométricas y las acciones térmicas;
- las variaciones de las propiedades mecánicas de los materiales con la temperatura;
- los efectos geométricos no lineales; y
- los efectos de propiedades no lineales de los materiales, incluyendo los efectos de la descarga sobre la rigidez estructural.

(3) Se deben tener en cuenta los efectos de las deformaciones y tensiones debidas tanto al aumento de temperatura como a los diferenciales de temperatura.

(4) No es necesario considerar de forma explícita el efecto de la fluencia a altas temperaturas siempre que se usen las relaciones tensión-deformación indicadas en los apartados 3.1 y 3.2.

(5) Las deformaciones en estado límite último, resultantes del modelo de cálculo, se deben limitar según sea necesario para asegurar que se mantiene la compatibilidad entre todas las partes de la estructura.

#### **4.4.4 Validación de los modelos de cálculo avanzados**

(1) La validez de cualquier modelo de cálculo avanzado debe comprobarse mediante la aplicación de los puntos (2) y (4) siguientes.

(2) Se debe hacer una comprobación de los resultados del cálculo sobre la base de los correspondientes resultados de ensayos.

(3) Los resultados del cálculo pueden referirse a deformaciones, temperaturas y tiempos de resistencia al fuego.

(4) Se deben comprobar los parámetros críticos, mediante un análisis de sensibilidad, para asegurar que el modelo cumple con principios de ingeniería reconocidos.

(5) Los parámetros críticos pueden referirse a la longitud de pandeo, el tamaño de los elementos, el nivel de carga, etc.

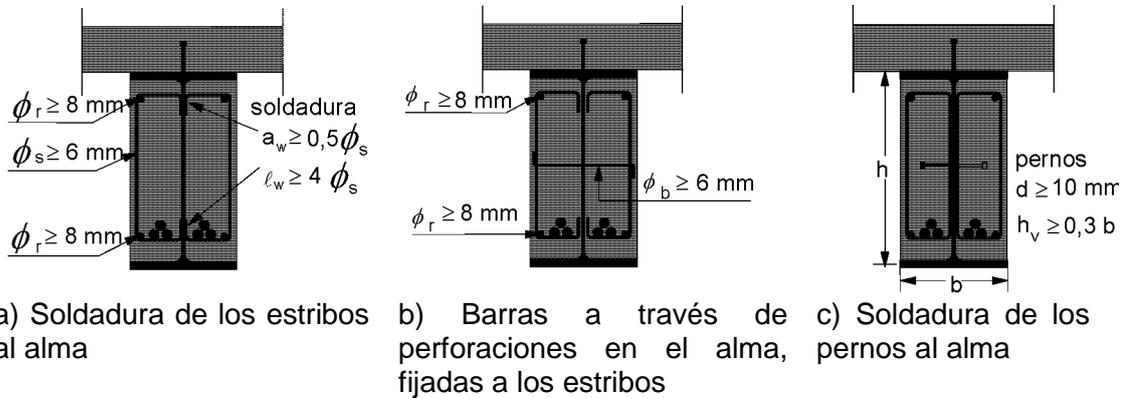
## 5 – Detalles constructivos

### 5.1 Introducción

- (1) Los detalles constructivos deben garantizar el nivel exigido de conexión a cortante entre el acero y el hormigón en pilares y vigas mixtas, para el dimensionamiento a temperatura normal y en situación de incendio.
- (2) Si esta conexión a cortante no puede mantenerse bajo condiciones de incendio, bien el acero o bien el hormigón de la sección mixta deben cumplir los requisitos de resistencia al fuego de forma independiente.
- (3) En perfiles huecos rellenos de hormigón y en perfiles parcialmente embebidos, los conectores de cortante no deberían juntarse a las partes sin protección de los perfiles de acero directamente calentadas. Sin embargo se aceptan bloques gruesos de apoyo con pernos conectores (véanse las figuras A31.5.5 y A31.5.6).
- (4) Si se emplean secciones soldadas, las partes de acero directamente expuestas al fuego deberían unirse a las partes de acero protegidas mediante soldaduras suficientemente resistentes.
- (5) Para superficies de hormigón expuestas al fuego, los recubrimientos de hormigón de las armaduras pasivas definidos en el apartado 4.4.1 del Anejo 20 deberían estar, en todos los casos, entre 20 mm y 50 mm. Este requisito es necesario para reducir el peligro de desconchado ante la exposición al fuego.
- (6) En los casos en que el recubrimiento de hormigón tenga sólo una función aislante, se coloca alrededor del perfil una armadura a base de malla de acero con una separación máxima entre barras de 250 mm y un diámetro mínimo de 4 mm en ambas direcciones, y se debería satisfacer el punto (5).
- (7) Cuando el recubrimiento del hormigón de las armaduras sea superior a 50 mm, se debe colocar una malla de acero cerca de la superficie expuesta para satisfacer el punto (5).

### 5.2 Vigas mixtas

- (1) Para las vigas mixtas formadas por vigas de acero parcialmente embebida en hormigón, el hormigón entre las alas se debe armar y fijar al alma de la viga.
- (2) El hormigón empleado en vigas parcialmente embebidas debería armarse con estribos de un diámetro mínimo  $\varnothing_s$  de 6 mm, o con una malla para armaduras pasivas con un diámetro mínimo de 4 mm. El recubrimiento del hormigón de los estribos no debería superar 35 mm. La separación entre los estribos no debería superar 250 mm. En las esquinas de los estribos se debería colocar una armadura longitudinal de un diámetro mínimo  $\varnothing_r$  de 8 mm (véase la Figura A31.5.1).



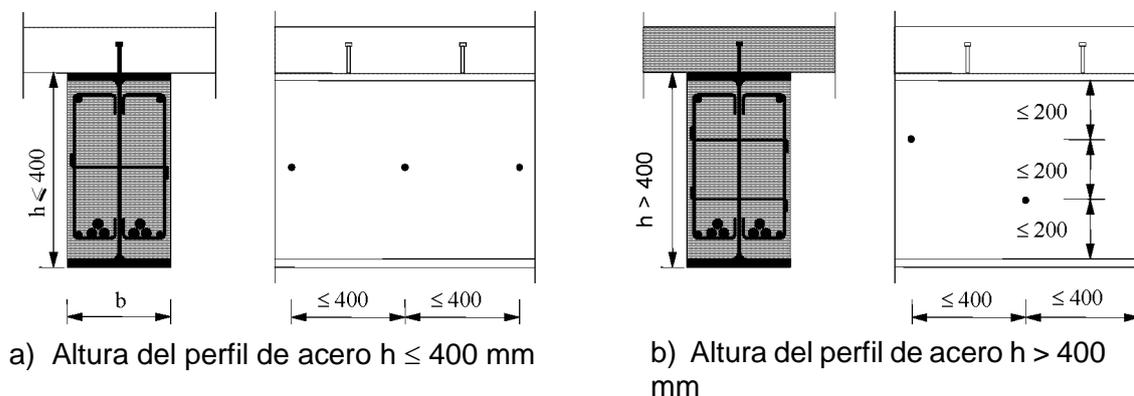
a) Soldadura de los estribos al alma      b) Barras a través de perforaciones en el alma, fijadas a los estribos      c) Soldadura de los estribos al alma, pernos al alma

Figura A31.5.1 – Medios que aseguran la conexión entre el perfil de acero y el hormigón envolvente

(3) El hormigón entre las alas puede fijarse al alma soldando los estribos al alma mediante un cordón con espesor de garganta mínima  $a_w$  de  $0,5 \phi_s$  y una longitud mínima  $l_w$  de  $4 \phi_s$  (véase la Figura A31.5.1 a).

(4) El hormigón entre las alas puede fijarse al alma de la viga mediante barras, que atraviesan en el alma a través de perforaciones, o mediante pernos soldados a ambos lados del alma con las siguientes condiciones:

- las barras tienen un diámetro mínimo  $\phi_b$  de 6 mm (véase la Figura A31.5.1 b); y
- los pernos tienen un diámetro mínimo  $d$  de 10 mm y una longitud mínima  $h_v$  de  $0,3b$ . Su cabeza debería quedar cubierta por, al menos, 20 mm de hormigón (véase la Figura A31.5.1 c);
- los barras o los pernos se disponen de la forma indicada en la Figura A31.5.2 a) para perfiles de acero de una altura máxima  $h$  de 400 mm, o de la forma indicada en la Figura A31.5.2 b) para perfiles de acero de una altura  $h$  mayor que 400 mm. Cuando la altura sea mayor que 400 mm, las filas de conectores dispuestos al trespaso deberían estar a una distancia menor o igual a 200 mm.



a) Altura del perfil de acero  $h \le 400 \text{ mm}$

b) Altura del perfil de acero  $h > 400 \text{ mm}$

Figura A31.5.2 – Disposición de las barras o los pernos para asegurar la conexión entre el perfil de acero y el hormigón envolvente

### 5.3 Pilares mixtos

#### 5.3.1 Pilares mixtos con perfiles de acero parcialmente embebidos

- (1) El hormigón entre las alas del perfil de acero se debe fijar al alma bien mediante estribos o bien mediante pernos (véase la Figura A31.5.1).
- (2) Los estribos deberían soldarse al alma o penetrar en el alma a través de perforaciones. Si se usan pernos éstos deberían soldarse al alma.
- (3) La separación de estribos o pernos a lo largo del eje del pilar no debería superar 500 mm. En las zonas de actuación de las cargas esta separación debería reducirse conforme al Anejo 30.

NOTA Para secciones de acero con una altura del perfil  $h$  de más de 400 mm, los pernos y estribos pueden escogerse de acuerdo con la Figura A31.G.2.

#### 5.3.2 Pilares mixtos de perfiles huecos rellenos de hormigón

- (1) No debe haber ninguna conexión a cortante adicional a lo largo del pilar, entre las conexiones de viga con pilar.
- (2) La armadura adicional debería mantenerse en su lugar utilizando estribos y separadores.
- (3) La separación de los estribos a lo largo del eje del pilar no debería superar 15 veces el menor diámetro de las armaduras pasivas longitudinales.
- (4) El perfil hueco de acero debe contener orificios de un diámetro no menor que 20 mm, localizados al menos una en la parte superior y otra en la parte inferior del pilar en cada piso.
- (5) La separación de estas perforaciones no debería nunca superar 5 m.

### 5.4 Conexiones entre vigas y pilares mixtos

#### 5.4.1 Generalidades

- (1) Las conexiones de viga y pilar deben dimensionarse y construirse de modo que soporten los esfuerzos aplicados para el mismo tiempo de resistencia al fuego que el del elemento que transmite las acciones.
- (2) Para elementos protegidos frente al fuego, uno de los medios de conseguir el requisito del punto (1) es aplicar, al menos, la misma protección que la aplicada al elemento que transmite las acciones, y asegurar para la conexión una relación de carga menor o igual que la de la viga.

NOTA El punto (6) del apartado 4.2.1 y el apéndice D del Anejo 23 establecen métodos para el dimensionamiento de conexiones protegidas frente al fuego.

- (3) Las vigas y los pilares mixtos se pueden conectar empleando bloques de apoyo o pletinas de cortante soldadas al perfil de acero del pilar mixto. Las vigas descansan sobre los bloques de apoyo o sus almas son roblonadas a las pletinas de cortante. Si se emplean bloques de apoyo, los detalles constructivos apropiados deberían garantizar que la viga no puede deslizarse y salirse de los apoyos durante la fase de enfriamiento.
- (4) Si se realizan las conexiones de acuerdo con las figuras A31.5.4 a A31.5.6, se puede suponer que su resistencia al fuego cumple con los requisitos de los elementos estructurales adyacentes. Se pueden emplear bloques de apoyo soldados a los pilares mixtos con vigas de acero protegidas.

- (5) En el dimensionamiento de una viga simplemente apoyada a temperatura normal,

se puede desarrollar un momento negativo en el apoyo en la situación de incendio, siempre que la losa de hormigón esté armada de manera que se garantice la continuidad de la losa y siempre que exista una transmisión eficaz del esfuerzo axial de compresión a través de la conexión de acero (véase la Figura A31.5.3).

(6) Siempre se puede desarrollar un momento negativo de acuerdo con el punto (5) y la Figura A31.5.3 en la situación de incendio si:

- la separación es  $< 10$  mm
- $10 \text{ mm} \leq \text{separación} < 15 \text{ mm}$ , para R30 hasta R180 y una luz de viga de más de 5 m.

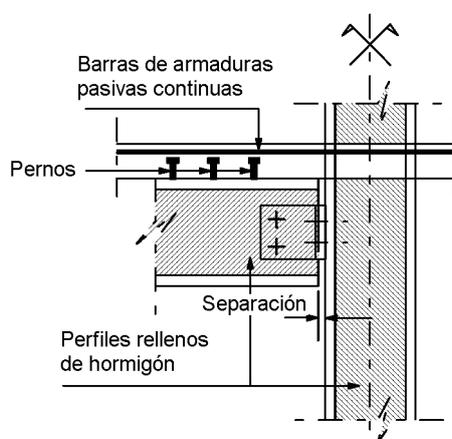


Figura A31.5.3 – Conexión que desarrolla momentos negativos en caso de incendio

#### 5.4.2 Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos formados por perfiles de acero embebidos en hormigón

(1) Se pueden soldar directamente al ala del perfil metálico del pilar mixto bloques de apoyo o pletinas de cortante de acuerdo con la Figura A31.5.4.

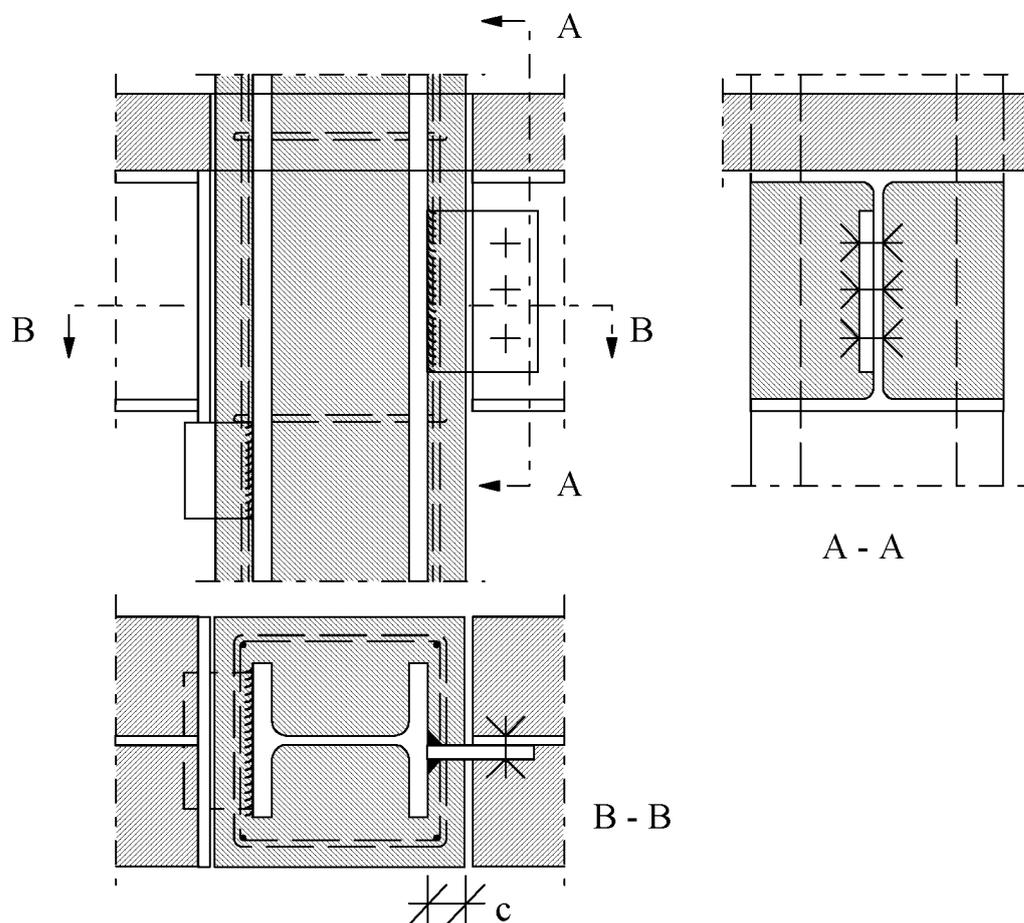


Figura A31.5.4 – Ejemplos de conexiones a un perfil de un pilar de acero totalmente embebido

### 5.4.3 Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos formados por perfiles de acero parcialmente embebidos en hormigón

(1) Si se usan bloques de apoyo sin protección se deberían disponer pernos adicionales (véase la Figura A31.5.5 a) pues las soldaduras están expuestas al fuego. La resistencia al cortante de los pernos debería comprobarse de acuerdo con el punto (1) del apartado 4.3.4.2.5 con una temperatura del perno igual a la temperatura media del bloque de apoyo.

(2) Para clases de resistencia al fuego hasta R120, no se necesitan los pernos adicionales si se cumplen las condiciones siguientes (véase la Figura A31.5.5 b):

- el bloque de apoyo sin protección tiene un espesor mínimo de 80 mm;
- el bloque de apoyo sin protección está soldado de forma continua al ala del pilar por los cuatro lados;
- la soldadura superior, protegida contra la radiación directa, tiene un espesor de al menos 1,5 veces el espesor de las soldaduras que la rodean y debería, en el dimensionamiento a temperatura normal, resistir al menos el 40% de la carga de cálculo a cortante.

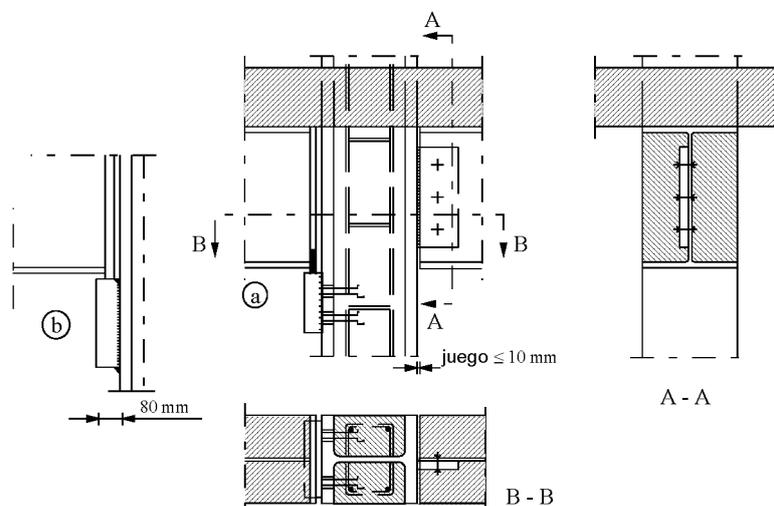
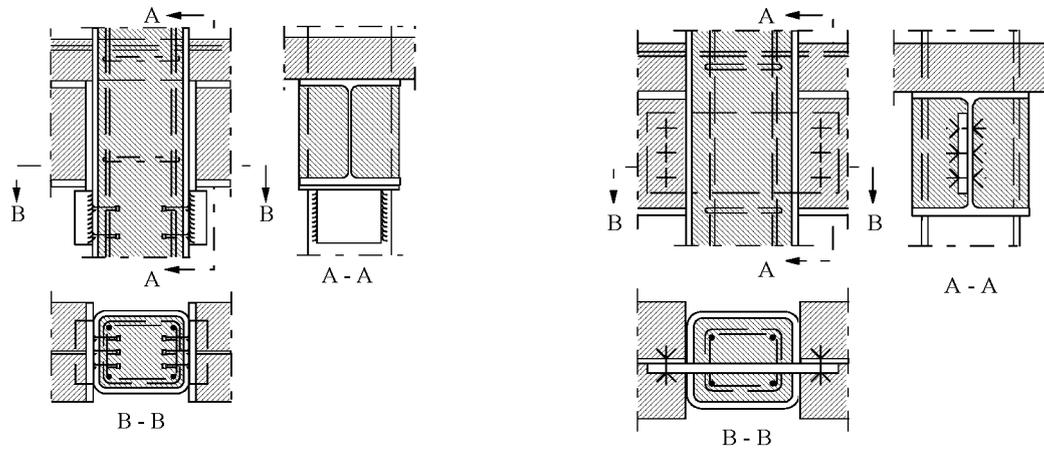


Figura A31.5.5 – Ejemplos de conexiones a un perfil de acero parcialmente embebido

- (3) Si se emplean pletinas de cortante la separación remanente entre la viga y el pilar no necesita protección adicional si es menor que 10 mm (véase la Figura A31.5.5 a)
- (4) Para tipos de conexiones distintas, se hace referencia al punto (1) del apartado 5.4.1.

#### 5.4.4 Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos de perfiles huecos rellenos de hormigón

- (1) Se pueden conectar vigas mixtas y pilares compuestos con perfiles huecos rellenos de hormigón empleando bloques de apoyo o pletinas de cortante (véase la Figura A31.5.6).
- (2) Los esfuerzos de tracción y cortante deben transmitirse mediante medios adecuados desde la viga hasta el núcleo de hormigón armado de este tipo de pilar mixto.
- (3) Si se emplean bloques de apoyo (véase la Figura A31.5.6 a) la transmisión de carga de cortante en caso de incendio debería asegurarse mediante pernos adicionales. La resistencia a cortante de los pernos debería comprobarse de acuerdo con el punto (1) del apartado 4.3.4.2.5 con una temperatura de los pernos igual a la temperatura media del bloque de apoyo.
- (4) Si se usan pletinas de cortante (véase la Figura A31.5.6 b), éstas deberían atravesar el pilar y conectarse a ambas paredes por soldadura.



a) Bloques de apoyo con pernos adicionales

b) Pletinas de cortante que atraviesan el pilar

Figura A31.5.6 – Ejemplos de conexiones a un perfil hueco relleno de hormigón

## Apéndice A. Relaciones recomendadas para la relación tensión-deformación de aceros estructurales a elevadas temperatura

(1) En la Figura A31.A.1 se muestra una representación gráfica de las relaciones tensión-deformación del acero de tipo S235, hasta una deformación unitaria máxima de  $\varepsilon_{a,\theta} = 2\%$ . Esta representación corresponde a los rangos I y II de la Figura A31.3.1 y a los valores tabulados de la Tabla A31.3.2 sin endurecimiento por deformación, según se especifica en el apartado 3.2.1.

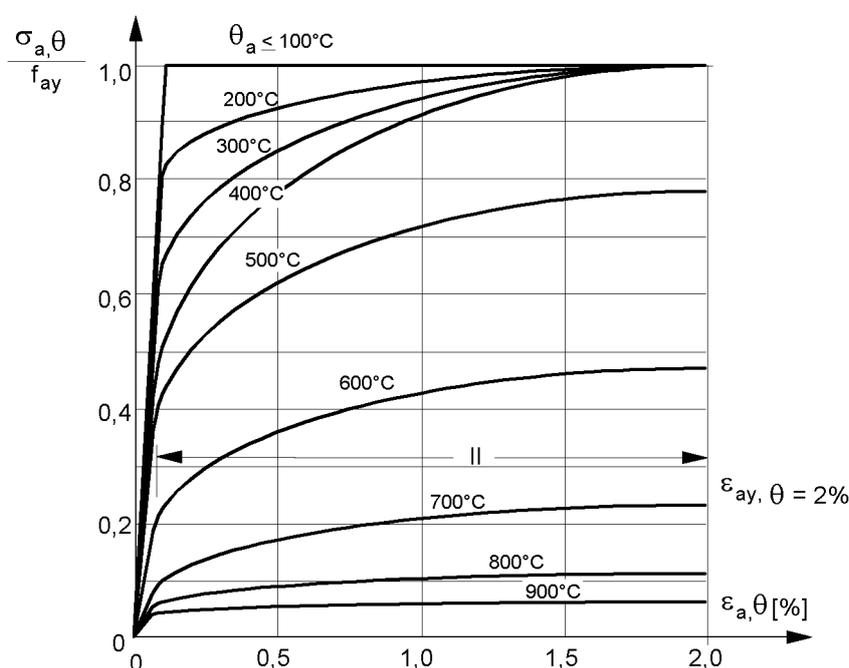


Figura A31.A.1 – Representación gráfica de las relaciones tensión-deformación para un acero de tipo S235 hasta una deformación unitaria del 2%

(2) Para los tipos de acero S235, S275, S355, S420 y S460 las relaciones tensión-deformación pueden evaluarse hasta una deformación unitaria máxima del 2% mediante las ecuaciones indicadas en la Tabla A31.3.1.

(3) Para temperaturas menores que  $400^\circ\text{C}$ , se puede usar la opción alternativa de endurecimiento por deformación mencionada en el punto (4) del apartado 3.2.1, como se indica en los puntos (4), (5) y (6).

(4) En la Figura A31.A.2 se muestra una representación gráfica de las relaciones tensión-deformación, incluyendo el endurecimiento por deformación, donde:

- para deformaciones de hasta el 2%, la Figura A31.A.2 es conforme con la Figura A31.A.1 (rangos I y II);
- para deformaciones entre el 2% y el 4%, se supone una rama creciente lineal (rango IIIa);
- para deformaciones entre el 4% y el 15% (rango IIIb) se considera una meseta horizontal con  $\varepsilon_{au,\theta} = 15\%$ ;
- para deformaciones entre el 15% y el 20% se considera una rama decreciente (rango IV) con  $\varepsilon_{ae,\theta} = 20\%$ .

(5) La resistencia a tracción a temperaturas elevadas  $f_{au,\theta}$  que permite endurecimiento por deformación (véase la Figura A31.A.3) se puede determinar como se indica a continuación:

$$\theta_a \leq 300 \text{ } ^\circ\text{C}; \quad f_{au,\theta} = 1,25 f_{ay} \quad (\text{A.1})$$

$$300 < \theta_a \leq 400 \text{ } ^\circ\text{C}; \quad f_{au,\theta} = f_{ay} (2 - 0,0025 \theta_a) \quad (\text{A.2})$$

$$\theta_a \geq 400 \text{ } ^\circ\text{C}; \quad f_{au,\theta} = f_{ay,\theta} \quad (\text{A.3})$$

(6) Para deformaciones  $\varepsilon_{a,\theta}$  mayores que el 2%, las relaciones tensión deformación que permiten el endurecimiento por deformación se pueden determinar cómo se indica a continuación:

$$2\% < \varepsilon_{a,\theta} < 4\%; \quad \sigma_{a,\theta} = \left[ (f_{au,\theta} - f_{ay,\theta}) / 0,02 \right] \varepsilon_{a,\theta} - f_{au,\theta} + 2 f_{ay,\theta} \quad (\text{A.4})$$

$$4\% \leq \varepsilon_{a,\theta} \leq 15\%; \quad \sigma_{a,\theta} = f_{au,\theta} \quad (\text{A.5})$$

$$15\% < \varepsilon_{a,\theta} < 20\% \quad \sigma_{a,\theta} = \left[ 1 - ((\varepsilon_{a,\theta} - 0,15) / 0,05) \right] f_{au,\theta} \quad (\text{A.6})$$

$$\varepsilon_{a,\theta} \geq 20\% \quad \sigma_{a,\theta} = 0 \quad (\text{A.7})$$

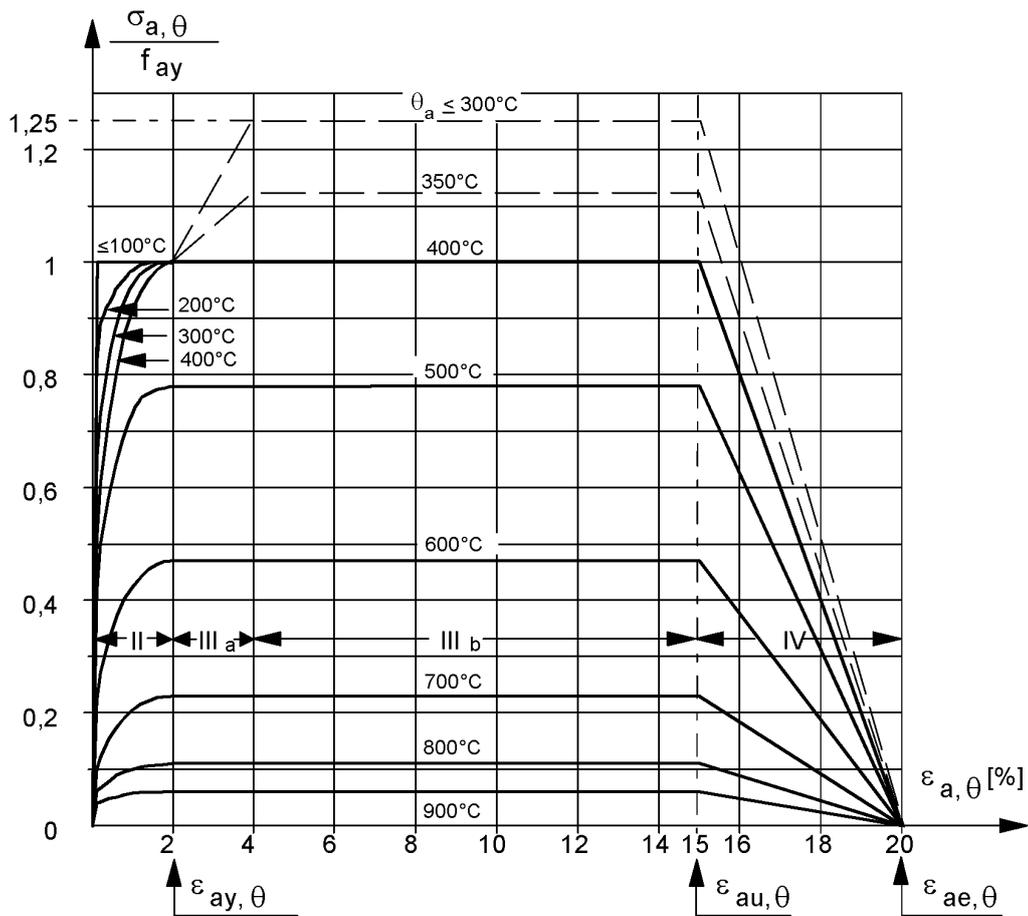


Figura A31.A.2 – Representación gráfica de las relaciones tensión-deformación del acero estructural a elevadas temperaturas, incluyendo el endurecimiento por deformación

(7) Los principales parámetros  $E_{a,\theta}$ ,  $f_{ap,\theta}$ ,  $f_{ay,\theta}$  y  $f_{au,\theta}$  de la opción alternativa de endurecimiento por deformación pueden obtenerse de los coeficientes de reducción  $k_\theta$  de la Figura A31.A.3.

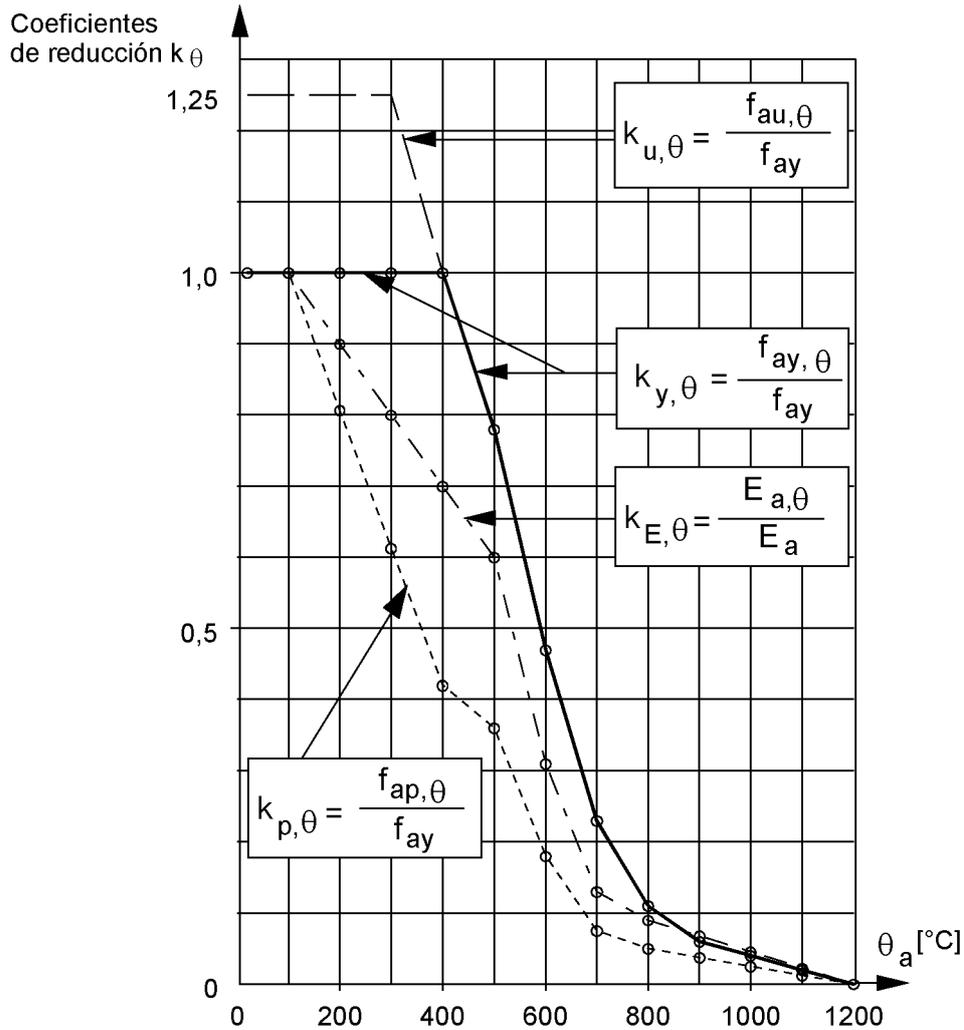


Figura A31.A.3 – Coeficientes de reducción  $k_\theta$  para relaciones de tensión-deformación que permiten el endurecimiento por deformación del acero estructural a elevadas temperaturas (véase también la Tabla A31.3.2 del 3.2.1)

## Apéndice B. Relaciones recomendadas tensión-deformación de hormigones con áridos silíceos a elevadas temperaturas

(1) En la Figura A31.B.1 se muestra una representación gráfica de las relaciones tensión-deformación para hormigones con áridos silíceos hasta una deformación unitaria máxima de  $\varepsilon_{ce,\theta} = 4,75\%$ . Esta presentación corresponde a la formulación matemática de la Figura A31.3.2 y a los valores tabulados de la Tabla A31.3.3 según se especifica en el apartado 3.2.2.

(2) El rango permitido y los valores recomendados de la deformación unitaria  $\varepsilon_{cu,\theta}$  que corresponde a  $f_{c,\theta}$ , de acuerdo con la Figura A31.3.2, pueden obtenerse de la Tabla A31.B.1.

(3) Los valores recomendados de  $\varepsilon_{ce,\theta}$  pueden obtenerse de la Tabla A31.B.1.

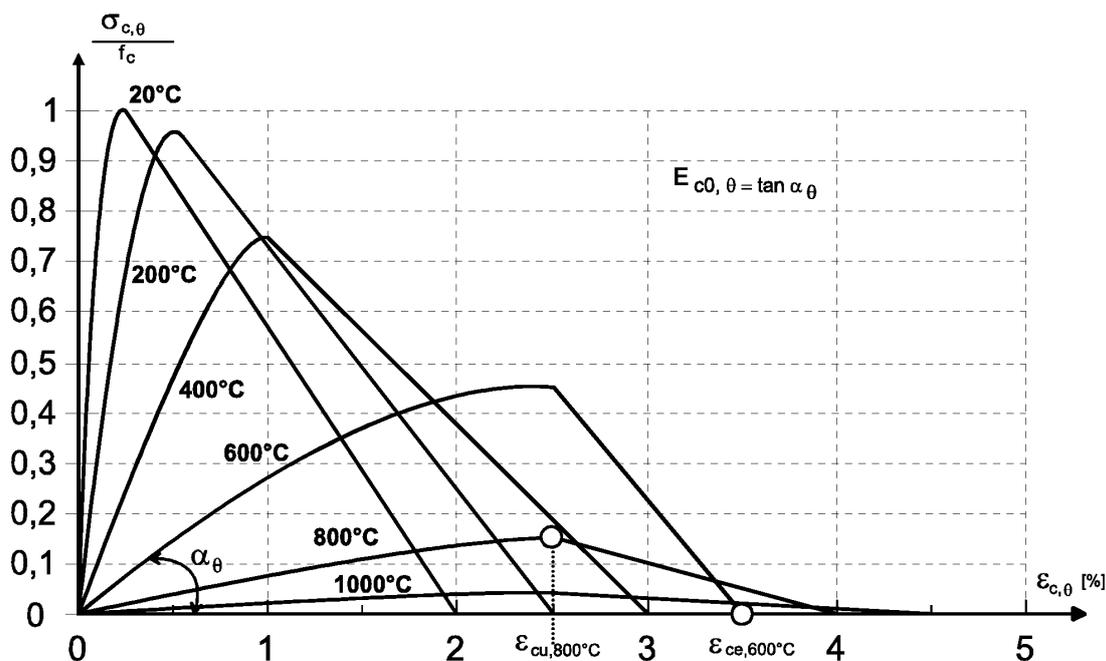


Figura A31.B.1 – Representación gráfica de las relaciones tensión-deformación para hormigones con áridos silíceos con una rama lineal descendente, incluyendo los valores recomendados  $\varepsilon_{cu,\theta}$  y  $\varepsilon_{ce,\theta}$  de la Tabla A31.B.1

Tabla A31.B.1 – Parámetros  $\varepsilon_{cu,\theta}$  y  $\varepsilon_{ce,\theta}$  que definen el rango recomendado de la rama descendente para las relaciones tensión-deformación del hormigón a elevadas temperaturas

Temperatura del hormigón $\theta_c$ [°C]	$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$ Valor recomendado	$\varepsilon_{ce,\theta} \cdot 10^3$ Valor recomendado
20	2,5	20,0
100	4,0	22,5
200	5,5	25,0
300	7,0	27,5
400	10	30,0
500	15	32,5
600	25	35,0
700	25	37,5
800	25	40,0
900	25	42,5
1 000	25	45,0
1 100	25	47,5
1 200	–	–

(4) Los principales parámetros  $f_{c,\theta}$  y  $\varepsilon_{cu,\theta}$  de las relaciones tensión-deformación a elevadas temperaturas, para hormigones normales con áridos silíceos y para hormigones ligeros se representan en la Figura A31.B.2. La resistencia a compresión  $f_{c,\theta}$  y la deformación unitaria correspondiente,  $\varepsilon_{cu,\theta}$ , definen completamente el rango I del modelo de material junto con las ecuaciones de la Figura A31.3.2 (véase también la Tabla A31.3.3 del 3.2.2).

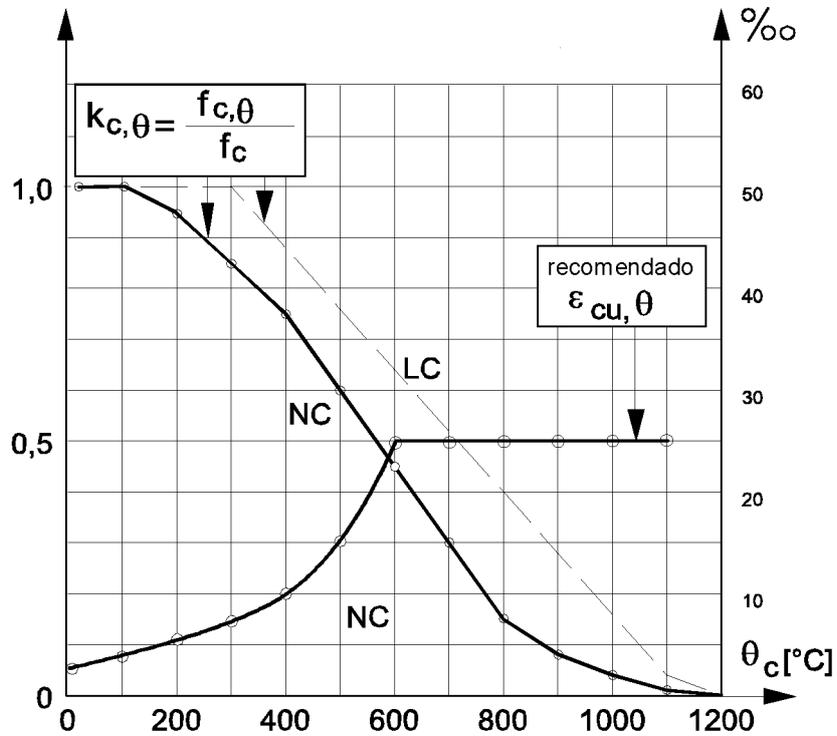


Figura A31.B.2 – Parámetros de los relaciones tensión-deformación a elevadas temperaturas para hormigones normales y hormigones ligeros

## Apéndice C. Relaciones recomendadas para la tensión-deformación del hormigón adaptadas a fuegos naturales con una rama de calentamiento descendente para uso en modelos de cálculo avanzados

(1) Después de calentarse a una temperatura máxima  $\theta_{m\acute{a}x.}$ , y del posterior enfriamiento hasta una temperatura ambiente de 20 °C, el hormigón no recupera su resistencia a compresión inicial  $f_c$ .

(2) Cuando se considera la rama descendente de la curva de calentamiento del hormigón (véase la Figura A31.C.1), tanto el valor de  $\epsilon_{cu,\theta}$  como el valor de la pendiente de la rama descendente de la relación tensión-deformación pueden mantenerse iguales a los valores correspondientes de la temperatura máxima  $\theta_{m\acute{a}x.}$  (véase la Figura A31.C.2).

(3) La resistencia a compresión residual del hormigón calentado hasta una temperatura máxima  $\theta_{m\acute{a}x.}$  y enfriado hasta la temperatura ambiente de 20 °C, puede obtenerse como se indica a continuación:

$$f_{c,\theta,20^{\circ}\text{C}} = \varphi f_c \quad \text{donde para} \quad (\text{C.1})$$

$$20^{\circ}\text{C} \leq \theta_{m\acute{a}x.} < 100^{\circ}\text{C}; \quad \varphi = k_{c,\theta_{m\acute{a}x.}} \quad (\text{C.2})$$

$$100^{\circ}\text{C} \leq \theta_{m\acute{a}x.} < 300^{\circ}\text{C}; \quad \varphi = 1,0 - [0,235 (\theta_{m\acute{a}x.} - 100)/200] \quad (\text{C.3})$$

$$\theta_{m\acute{a}x.} \geq 300^{\circ}\text{C}; \quad \varphi = 0,9 k_{c,\theta_{m\acute{a}x.}} \quad (\text{C.4})$$

NOTA El coeficiente de reducción  $k_{c,\theta_{m\acute{a}x.}}$  se toma de acuerdo con el punto (4) del apartado 3.2.2.

(4) Durante el enfriamiento del hormigón con  $\theta_{m\acute{a}x.} \geq \theta \geq 20^{\circ}\text{C}$ , la resistencia a compresión en probetas cilíndricas  $f_{c,\theta}$  correspondiente puede interpolarse de forma lineal entre  $f_{c,\theta_{m\acute{a}x.}}$  y  $f_{c,\theta,20^{\circ}\text{C}}$ .

(5) Las reglas anteriores se pueden ilustrar en la Figura A31.C.2 para un hormigón de clase C40/50, como se indica a continuación:

$$\theta_1 = 200^{\circ}\text{C}; \quad f_{c,\theta_1} = 0,95 \cdot 40 = 38 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{C.5})$$

$$\epsilon_{cu,\theta_1} = 0,55 \quad [\%] \quad (\text{C.6})$$

$$\epsilon_{ce,\theta_1} = 2,5 \quad [\%] \quad (\text{C.7})$$

$$\theta_2 = 400^{\circ}\text{C}; \quad f_{c,\theta_2} = 0,75 \cdot 40 = 30 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{C.8})$$

$$\epsilon_{cu,\theta_2} = 1 \quad [\%] \quad (\text{C.9})$$

$$\epsilon_{ce,\theta_2} = 3,0 \quad [\%] \quad (\text{C.10})$$

Para una temperatura de hormigón máxima posible de  $\theta_{m\acute{a}x.} = 600^{\circ}\text{C}$ :

$$f_{c,\theta_{m\acute{a}x.}} = 0,45 \cdot 40 = 18 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{C.11})$$

$$\epsilon_{cu,\theta_{m\acute{a}x.}} = 2,5 \quad [\%] \quad (\text{C.12})$$

$$\epsilon_{ce,\theta_{m\acute{a}x.}} = 3,5 \quad [\%] \quad (\text{C.13})$$

Para cualquier temperatura inferior obtenida durante la fase de enfriamiento posterior como por ejemplo  $\theta_3 = 400\text{ }^\circ\text{C}$ :

$$f_{c,\theta,20^\circ\text{C}} = (0,9 k_{c,\theta_{\text{máx.}}}) f_c = 0,9 \cdot 0,45 \cdot 40 = 16,2 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{C.14})$$

$$f_{c,\theta_3} = f_{c,\theta_{\text{máx.}}} - \left[ (f_{c,\theta_{\text{máx.}}} - f_{c,\theta,20^\circ\text{C}}) (\theta_{\text{máx.}} - \theta_3) / (\theta_{\text{máx.}} - 20) \right] = 17,4 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{C.15})$$

$$\varepsilon_{cu,\theta_3} = \varepsilon_{cu,\theta_{\text{máx.}}} = 2,5 \quad [\%] \quad (\text{C.16})$$

$$\varepsilon_{ce,\theta_3} = \varepsilon_{cu,\theta_3} + \left[ (\varepsilon_{ce,\theta_{\text{máx.}}} - \varepsilon_{cu,\theta_{\text{máx.}}}) f_{c,\theta_3} / f_{c,\theta_{\text{máx.}}} \right] = 3,46 \quad [\%] \quad (\text{C.17})$$

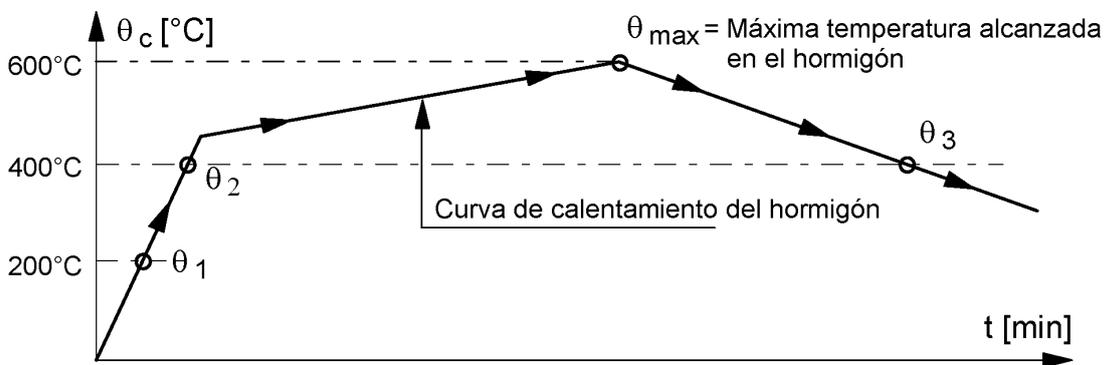


Figura A31.C.1 – Ejemplo de calentamiento y enfriamiento del hormigón

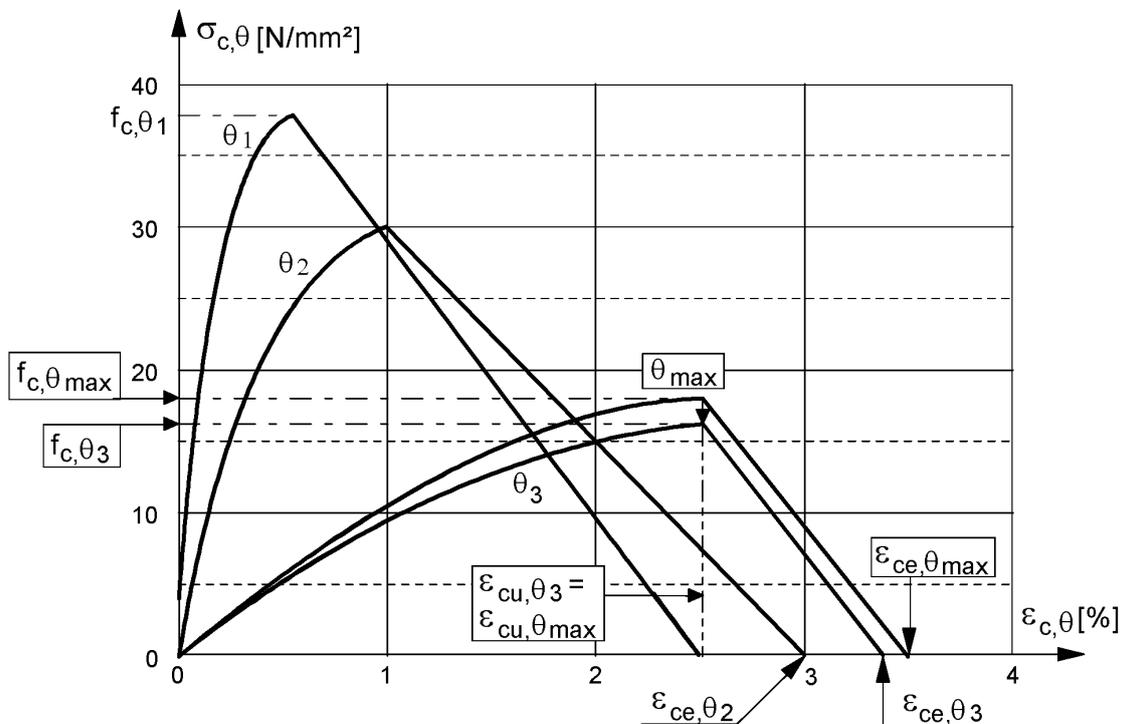


Figura A31.C.2 – Relaciones tensión-deformación del hormigón de clase de resistencia C40/50 calentado hasta  $\theta_1 = 200\text{ }^\circ\text{C}$ ,  $\theta_2 = 400\text{ }^\circ\text{C}$ ,  $\theta_{\text{máx.}} = 600\text{ }^\circ\text{C}$  y enfriado hasta  $\theta_3 = 400\text{ }^\circ\text{C}$

## Apéndice D. Modelo recomendado para el cálculo de la resistencia al fuego de losas mixtas sin protección expuestas al fuego por su cara inferior de acuerdo con la curva normalizada tiempo-temperatura

### D.1 Resistencia al fuego en función del aislamiento térmico

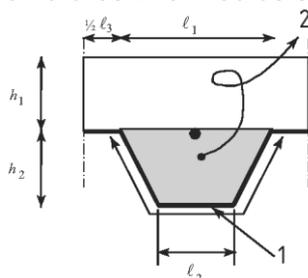
(1) La resistencia al fuego correspondiente a un aumento de temperatura medio (= 140 °C) y al incremento máximo de temperatura (= 180 °C), criterio "I", se puede determinar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \Phi + a_3 \cdot \frac{A}{L_r} + a_4 \cdot \frac{1}{l_3} + a_5 \cdot \frac{A}{L_r} \cdot \frac{1}{l_3} \quad (D.1)$$

donde

- $t_i$  es la resistencia al fuego respecto al aislamiento térmico [min]
- $A$  es el volumen de hormigón del nervio por metro de longitud de nervio [mm<sup>3</sup>/m]
- $L_r$  es el área expuesta del nervio por metro de longitud de nervio [mm<sup>2</sup>/m]
- $A/L_r$  es el coeficiente de geometría del nervio [mm]
- $\Phi$  es el coeficiente de vista del ala superior [-]
- $l_3$  es la anchura del ala superior (véase la Figura A31.D.1) [mm]

Para los coeficientes  $a_i$ , para diferentes valores del canto  $h_1$  del hormigón, tanto para hormigones normales como ligeros, se hace referencia a la Figura A31.D.1 y a la Tabla A31.D.1. Para valores intermedios se puede interpolar linealmente.



$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \cdot \left( \frac{l_1 + l_2}{2} \right)}{l_2 + 2 \sqrt{h_2^2 + \left( \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2}} \quad (D.2)$$

Leyenda

- 1 Superficie expuesta:  $L_r$
- 2 Área:  $A$

Figura A31.D.1 – Definición del coeficiente de geometría  $A/L_r$  del nervio, en nervios de losas mixtas

Tabla A31.D.1 – Coeficientes para la determinación de la resistencia al fuego respecto al aislamiento térmico

	$a_0$ [min]	$a_1$ [min/mm]	$a_2$ [min]	$a_3$ [min/mm]	$a_4$ [mm min]	$a_5$ [min]
Hormigón de peso normal	-28,8	1,55	-12,6	0,33	-735	48,0
Hormigón ligero	-79,2	2,18	-2,44	0,56	-542	52,3

(2) El coeficiente de configuración o vista  $\Phi$  del ala superior se puede determinar como se indica a continuación:

$$\Phi = \left( \sqrt{h_2^2 + \left( l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left( \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} \right) / l_3 \quad [-] \quad (D.3)$$

## D.2 Cálculo del momento resistente positivo $M_{fi,Rd^+}$

(1) Las temperaturas  $\theta_a$  del ala inferior, del alma y del ala superior del tablero de acero pueden obtenerse con la siguiente ecuación:

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{1}{l_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_T} + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2 \quad (D.4)$$

donde

$\theta_a$  es la temperatura del ala inferior, del alma y del ala superior [°C]

Para los coeficientes  $b_i$ , tanto para hormigones normales como ligeros, se hace referencia a la Tabla A31.D.2. Para valores intermedios, se puede interpolar linealmente.

Tabla A31.D.2 – Coeficientes para la determinación de las temperaturas de las partes del tablero de acero

Hormigón	Resistencia al fuego [min]	Parte del tablero de acero	$b_0$ [°C]	$b_1$ [°C]. mm	$b_2$ [°C]. mm	$b_3$ [°C]	$b_4$ [°C]
Hormigón de peso normal	60	Ala inferior	951	-1197	-2,32	86,4	-150,7
		Alma	661	-833	-2,96	537,7	-351,9
		Ala superior	340	-3269	-2,62	1148,4	-679,8
	90	Ala inferior	1018	-839	-1,55	65,1	-108,1
		Alma	816	-959	-2,21	464,9	-340,2
		Ala superior	618	-2786	-1,79	767,9	-472,0
	120	Ala inferior	1063	-679	-1,13	46,7	-82,8
		Alma	925	-949	-1,82	344,2	-267,4
		Ala superior	770	-2460	-1,67	592,6	-379,0
Hormigón ligero	30	Ala inferior	800	-1326	-2,65	114,5	-181,2
		Alma	483	-286	-2,26	439,6	-244,0
		Ala superior	331	-2284	-1,54	488,8	-131,7
	60	Ala inferior	955	-622	-1,32	47,7	-81,1
		Alma	761	-558	-1,67	426,5	-303,0
		Ala superior	607	-2261	-1,02	664,5	-410,0
	90	Ala inferior	1019	-478	-0,91	32,7	-60,8
		Alma	906	-654	-1,36	287,8	-230,3
		Ala superior	789	-1847	-0,99	469,5	-313,0
	120	Ala inferior	1062	-399	-0,65	19,8	-43,7
		Alma	989	-629	-1,07	186,1	-152,6
		Ala superior	903	-1561	-0,92	305,2	-197,2

(2) El coeficiente de vista  $\Phi$  del ala superior y el coeficiente de geometría  $A/L_r$  del nervio

puede establecerse de acuerdo con el apartado D.1.

(3) La temperatura  $\theta_s$  de las armaduras pasivas en el nervio (véase la Figura A31.D.2) se obtiene de:

$$\theta_s = c_0 + \left( c_1 \cdot \frac{u_3}{h_2} \right) + (c_2 \cdot z) + \left( c_3 \cdot \frac{A}{L_r} \right) + (c_4 \cdot \alpha) + \left( c_5 \cdot \frac{1}{I_3} \right) \quad (D.5)$$

donde

- $\theta_a$  es la temperatura de la armadura adicional del nervio [°C]
- $u_3$  es la distancia al ala inferior [mm]
- $z$  indica la posición en el nervio [véase el punto (4)] [mm<sup>-0.5</sup>]
- $\alpha$  es el ángulo del nervio [grados]

Para los coeficientes  $c_i$ , tanto para hormigones normales como ligeros, se hace referencia a la Tabla A31.D.3. Para valores intermedios, se puede interpolar linealmente.

Tabla A31.D.3 – Coeficientes para la determinación de las temperaturas de las armaduras pasivas en el nervio

Hormigón	Resistencia al fuego [min]	$c_0$ [°C]	$c_1$ [°C]	$c_2$ [°C].mm <sup>0,5</sup>	$c_3$ [°C].mm	$c_4$ [°C/°]	$c_5$ [°C].mm
Hormigón de peso normal	60	1191	-250	-240	-5,01	1,04	-925
	90	1342	-256	-235	-5,30	1,39	-1267
	120	1387	-238	-227	-4,79	1,68	-1326
Hormigón ligero	30	809	-135	-243	-0,70	0,48	-315
	60	1336	-242	-292	-6,11	1,63	-900
	90	1381	-240	-269	-5,46	2,24	-918
	120	1397	-230	-253	-4,44	2,47	-906

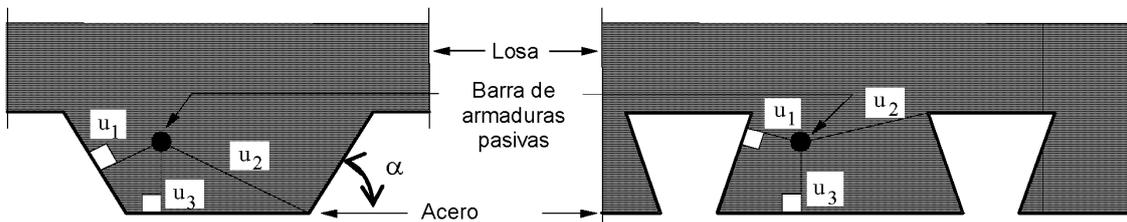


Figura A31.D.2 – Parámetros para la posición de las barras de las armaduras pasivas

(4) El coeficiente  $z$ , que indica la posición de la barra de las armaduras pasivas, se obtiene de:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}} \quad (D.6)$$

(5) Las distancias  $u_1$ ,  $u_2$  y  $u_3$  se expresan en mm y se definen como se indica a continuación:

$u_1, u_2$ : menor distancia desde el centro de la barra para armaduras pasivas hasta

cualquier punto de los nervios de la plancha de acero;

$u_3$ : distancia desde el centro de la barra para armaduras pasivas hasta el ala inferior de la plancha de acero.

(6) En base a las temperaturas indicadas por los puntos (1) a (5), las tensiones últimas de las partes de la losa mixta y el momento resistente positivo se calculan de acuerdo con el apartado 4.3.1.

### D.3 Cálculo del momento resistente negativo $M_{fi,Rd^-}$

(1) Se puede ignorar, como aproximación conservadora, la contribución del tablero de acero al momento resistente negativo.

(2) El momento resistente negativo de la losa se calcula considerando una sección transversal reducida. No se tienen en cuenta las partes de la sección transversal con temperaturas que sobrepasen una cierta temperatura límite  $\theta_{lim}$ . El resto de la sección transversal se considera a temperatura ambiente.

(3) El resto de sección transversal se establece sobre la base de la isoterma para la temperatura límite (véanse las figuras A31.D.3). La isoterma de la temperatura límite, se esquematiza por medio de 4 puntos característicos, de la forma siguiente:

Punto I: situado en el eje del nervio, a una distancia del ala inferior de la plancha de acero calculada como función de la temperatura límite de acuerdo con las ecuaciones D.7 y D.9 de los puntos (4) y (5);

Punto IV: situado en el eje intermedio entre dos nervios, a una distancia del ala superior de la plancha de acero calculada como función de la temperatura límite de acuerdo con las ecuaciones D.7 y D.14 de los puntos (4) y (5);

Punto II: situado en una línea que pasa por el punto I, paralela al ala inferior de la plancha de acero, a una distancia desde el alma de la plancha de acero igual a la que hay desde el ala inferior;

Punto III: situada en una línea que pasa por el ala superior de la plancha de acero, a una distancia desde el alma de la plancha de acero igual a la distancia desde el punto IV al ala superior.

La isoterma se obtiene mediante interpolación lineal entre los puntos I, II, III y IV.

NOTA La temperatura límite se obtiene del equilibrio sobre la sección transversal y, por tanto, no tiene relación con la penetración de la temperatura.

A) Distribución de la temperatura en una sección transversal

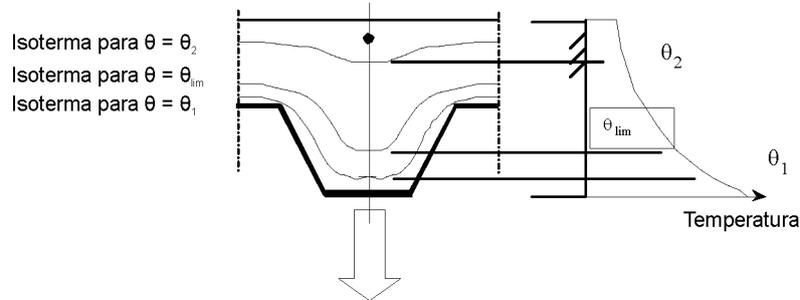


Figura A31.D.3a – Representación esquemática de las isotermas

B) Representación esquemática de la isoterma específica  $\theta = \theta_{lim}$

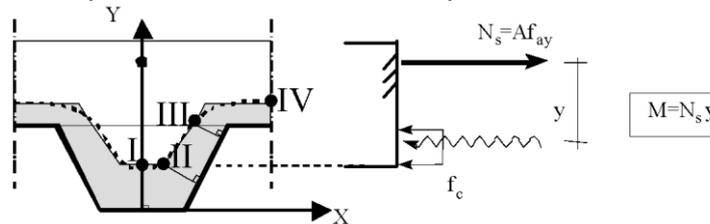


Figura A31.D.3b – Establecimiento de isotermas

(4) La temperatura límite,  $\theta_{lim}$ , se obtiene de:

$$\theta_{lim} = d_0 + d_1 \cdot N_s + d_2 \cdot \frac{A}{L_t} + d_3 \cdot \Phi + d_4 \cdot \frac{1}{I_3} \quad (D.7)$$

donde

$N_s$  es el esfuerzo axial en la armadura de momento negativo [N]

Para los coeficientes  $d_i$ , tanto para hormigón normal como para ligero se hace referencia a la Tabla A31.D.4. Para valores intermedios, se puede interpolar linealmente.

(5) Las coordenadas de los cuatro puntos I a IV vienen dados por:

$$X_I = 0 \quad (D.8)$$

$$Y_I = Y_{II} = \frac{1}{\left(\frac{1}{z} - \frac{4}{\sqrt{l_1 + l_3}}\right)^2} \quad (D.9)$$

$$X_{II} = \frac{1}{2} l_2 + \frac{Y_I}{\sin \alpha} \cdot (\cos \alpha - 1) \quad (D.10)$$

$$X_{III} = \frac{1}{2} l_1 - \frac{b}{\sin \alpha} \quad (D.11)$$

$$Y_{III} = h_2 \quad (D.12)$$

$$X_{IV} = \frac{1}{2} l_1 + \frac{1}{2} l_3 \quad (D.13)$$

$$Y_{IV} = h_2 + b \quad (D.14)$$

con:  $\alpha = \arctan\left(\frac{2 h_2}{l_1 - l_2}\right)$

con:  $a = \left(\frac{1}{z} - \frac{1}{\sqrt{h_2}}\right)^2 l_1 \sin \alpha$

con:  $b = \frac{1}{2} l_1 \sin \alpha \left(1 - \frac{\sqrt{a^2 - 4a + c}}{a}\right)$

con:  $c = -8(1 + \sqrt{1+a}); a \geq 8$

con:  $c = +8(1 + \sqrt{1+a}); a < 8$

Tabla A31.D.4 – Coeficientes para la determinación de la temperatura límite

Hormigón	Resistencia al fuego [min]	$d_0$ [°C]	$d_1$ [°C] · N	$d_2$ [°C] · mm	$d_3$ [°C]	$d_4$ [°C] · mm
Hormigón de peso normal	60	867	$-1,9 \cdot 10^{-4}$	-8,75	-123	-1 378
	90	1 055	$-2,2 \cdot 10^{-4}$	-9,91	-154	-1 990
	120	1 144	$-2,2 \cdot 10^{-4}$	-9,71	-166	-2 155
Hormigón ligero	30	524	$-1,6 \cdot 10^{-4}$	-3,43	-80	-392
	60	1 030	$-2,6 \cdot 10^{-4}$	-10,95	-181	-1 834
	90	1 159	$-2,5 \cdot 10^{-4}$	-10,88	-208	-2 233
	120	1 213	$-2,5 \cdot 10^{-4}$	-10,09	-214	-2 320

(6) El parámetro  $z$  dado en el punto (5) puede resolverse con la ecuación de la determinación de la temperatura de las armaduras pasivas (es decir, la ecuación D.5), suponiendo  $u_3/h_2 = 0,75$  y empleando  $\theta_s = \theta_{lim}$ .

(7) En el caso de  $Y_I > h_2$ , los nervios de la losa pueden no considerarse. La Tabla A31.D.5 puede usarse, como una aproximación conservadora, para obtener la ubicación de la isoterma.

Tabla A31.D.5 – Distribución de la temperatura en una losa maciza de 100 mm de espesor formada por hormigón de peso normal y sin aislar

Canto x mm	Temperatura $\theta_c$ [°C] después de un incendio de duración en minutos					
	30'	60'	90'	120'	180'	240'
5	535	705				
10	470	642	738			
15	415	581	681	754		
20	350	525	627	697		
25	300	469	571	642	738	
30	250	421	519	591	689	740
35	210	374	473	542	635	700
40	180	327	428	493	590	670
45	160	289	387	454	549	645
50	140	250	345	415	508	550
55	125	200	294	369	469	520
60	110	175	271	342	430	495
80	80	140	220	270	330	395
100	60	100	160	210	260	305

1 – Parte inferior de la losa expuesto al fuego

(8) El momento resistente negativo se calcula usando el resto de la sección transversal determinada mediante los puntos (1) a (7) y por referencia al apartado .3.1.

(9) Para hormigones ligeros, las temperaturas de la Tabla A31.D.5 se reducen los valores indicados al 90%.

#### D.4 Espesor eficaz de una losa mixta

(1) El valor eficaz de  $h_{eff}$  se obtiene de la ecuación:

$$h_{eff} = h_1 + 0,5 h_2 \left( \frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right) \quad \text{para } h_2/h_1 \leq 1,5 \text{ y } h_1 > 40 \text{ mm} \quad (D.15a)$$

$$h_{eff} = h_1 \left[ 1 + 0,75 \left( \frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right) \right] \quad \text{para } h_2/h_1 > 1,5 \text{ y } h_1 > 40 \text{ mm} \quad (D.15b)$$

Las figuras A31.4.1 y A31.4.2 muestran las dimensiones  $h_1$ ,  $h_2$ ,  $l_1$ ,  $l_2$ , y  $l_3$  de la sección transversal de la losa.

(2) Si  $l_3 > 2 l_1$ , el espesor eficaz puede tomarse igual a  $h_1$ .

(3) La relación entre la resistencia al fuego respecto al criterio de aislamiento térmico y el espesor eficaz mínimo  $h_{eff}$  de losa se muestra en la Tabla A31.D.6 para unos niveles normales de resistencia al fuego, donde  $h_3$  es el espesor de la capa de compresión en caso de que hubiera alguna sobre la losa de hormigón.

Tabla A31.D.6 – Espesor mínimo eficaz como función de la resistencia al fuego normalizado

Resistencia al fuego normalizado	Espesor mínimo eficaz $h_{eff}$ [mm]
I 30	60- $h_3$
I 60	80- $h_3$
I 90	100- $h_3$
I 120	120- $h_3$
I 180	150- $h_3$
I 240	175- $h_3$

**D.5 Campo de aplicación**

(1) En la Tabla A31.D.7 se indica el campo de aplicación para losas mixtas sin protección tanto para hormigón de peso normal (NC) como para hormigón ligero (LC). Para los símbolos véanse las figuras A31.4.1 y A31.4.2.

Tabla A31.D.7 – Campo de aplicación

para chapas nervadas de acero en cola de milano				para chapas nervadas de acero trapezoidales					
77,0	≤	$l_1$	≤	135,0 mm	80,0	≤	$l_1$	≤	155,0 mm
110,0	≤	$l_2$	≤	150,0 mm	32,0	≤	$l_2$	≤	132,0 mm
38,5	≤	$l_3$	≤	97,5 mm	40,0	≤	$l_3$	≤	115,0 mm
50,0	≤	$h_1$	≤	130,0 mm	50,0	≤	$h_1$	≤	125,0 mm
30,0	≤	$h_2$	≤	60,0 mm	50,0	≤	$h_2$	≤	100,0 mm

**Apéndice E. Modelo recomendado para el cálculo de los momentos resistentes positivos y negativos de una viga de acero conectada a una losa de hormigón y expuesta al fuego por la cara inferior de la losa de hormigón**

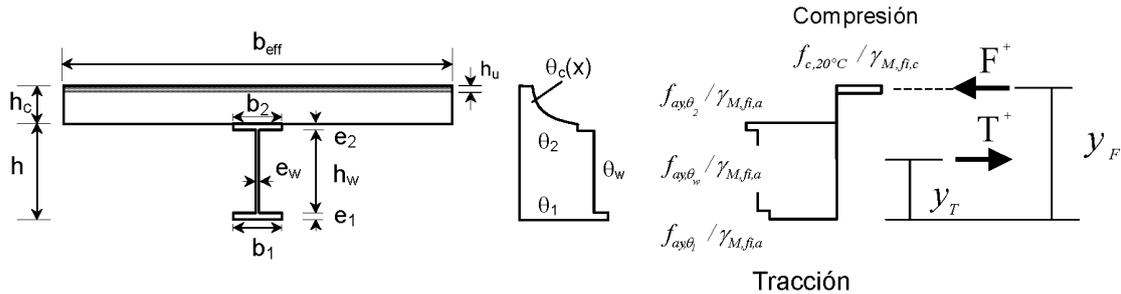


Figura A31.E.1 – Cálculo del momento resistente positivo

**E.1 Cálculo del momento resistente positivo**  $M_{fi,Rd}^+$

(1) De acuerdo con la Figura A31.E.1 el esfuerzo axial de tracción  $T^+$  y su posición  $y_T$  se pueden obtener de:

$$T^+ = \left[ f_{ay,\theta_1} (b_1 e_1) + f_{ay,\theta_w} (h_w e_w) + f_{ay,\theta_2} (b_2 e_2) \right] / \gamma_{M,fi,a} \quad (E.1)$$

$$y_T = \left[ f_{ay,\theta_1} (b_1) (e_1^2/2) + f_{ay,\theta_w} (h_w e_w) (e_1 + h_w/2) + f_{ay,\theta_2} (b_2 e_2) (h - e_2/2) \right] / (T^+ \gamma_{M,fi,a}) \quad (E.2)$$

con  $f_{ay\theta}$ , el máximo nivel de tensión de acuerdo con el apartado 3.2.1 a la temperatura  $\theta$  obtenida del apartado 4.3.4.2.2.

(2) En una viga simplemente apoyada, el valor del esfuerzo axial de tracción  $T^+$  obtenido del punto (1) está limitado por:

$$T^+ \leq N \cdot P_{fi,Rd} \quad (E.3)$$

donde

$N$  es el menor número de conectores de cortante relativo a cualquier longitud crítica de la viga; y  $P_{fi,Rd}$  es el valor de cálculo de la resistencia a cortante en situación de incendio de un conector de cortante de acuerdo el apartado 4.3.4.2.5.

NOTA Las longitudes críticas se definen por los apoyos extremos y la sección transversal de máximo momento flector.

(3) El espesor de la zona de compresión  $h_u$  se determina a partir de:

$$h_u = T^+ / (b_{eff} f_c / \gamma_{M,fi,c})$$

donde  $b_{eff}$  es la anchura eficaz de acuerdo con el apartado 5.4.1.2 del Anejo 30 y  $f_c$  la resistencia a compresión a temperatura ambiente.

(4) Se pueden presentar dos situaciones:

$(h_c - h_u) \geq h_{cr}$ , siendo  $h_{cr}$  la profundidad  $x$  de acuerdo con la Tabla A31.D.5 que corresponde a una temperatura del hormigón menor que 250 °C. En esa situación, se aplica el valor de  $h_u$  de acuerdo con la ecuación (E.4).

o  $(h_c - h_u) < h_{cr}$ ; algunas capas de la zona de compresión del hormigón están a una temperatura superior a los 250 °C. En este caso se puede considerar una reducción de la resistencia a compresión del hormigón de acuerdo con el apartado 3.2.2. El valor  $h_u$  se puede obtener por iteración variando el índice “n” y suponiendo, en base a la Tabla A31.D.5, una temperatura media para cada capa de 10 mm, de modo que:

$$T^+ = F = \left[ (h_c - h_{cr}) (b_{\text{eff}}) f_c + \sum_{i=2}^{n-1} (10 b_{\text{eff}}) f_{c, \theta_i} + (h_{u,n} b_{\text{eff}}) f_{c, \theta_n} \right] / \gamma_{M,fi,c} \quad (\text{E.5})$$

donde

$$h_u = (h_c - h_{cr}) + 10(n - 2) + h_{u,n} \quad [\text{mm}]$$

$n$  es el número total de capas comprimidas de hormigón, incluyendo la capa superior  $(h_c - h_{cr})$  con una temperatura menor que 250 °C.

(5) El punto de aplicación de este esfuerzo de compresión se obtiene de:

$$y_F \approx h + h_c - (h_u/2) \quad (\text{E.6})$$

y el momento resistente positivo es:

$$M_{fi,Rd^+} = T^+ (y_F - y_T) \quad (\text{E.7})$$

siendo  $T^+$  el esfuerzo axial de tracción obtenida de la ecuación (E.5), considerando la ecuación (E.3).

(6) Este modelo de cálculo puede usarse para una losa mixta con una plancha conformada de acero siempre que en los puntos (3) y (4)  $h_c$  se remplace por  $h_{\text{eff}}$ , como se define en el punto (1) y  $h_u$  se limite por  $h_1$ , como se define en las figuras A31.4.1 y A31.4.2.

(7) Este modelo de cálculo, establecido junto con el apartado 4.3.4.2.4, puede emplearse en el modelo de temperatura crítica del apartado 4.3.4.2.3 suponiendo que  $\theta_1 = \theta_w = \theta_2 = \theta_{cr}$ .

(8) Un enfoque similar puede emplearse si la fibra neutra no se encuentra dentro de la losa de hormigón sino en la viga de acero.

## E.2 Cálculo del momento resistente negativo $M_{fi,Rd^-}$ en el apoyo intermedio (o en un apoyo empotrado)

(1) La anchura eficaz de la losa en un apoyo intermedio (o en el apoyo empotrado)  $b_{\text{eff}}^-$  se puede determinar de forma que la fibra neutra plástica no caiga en la losa de hormigón, es decir, se entiende que la losa está fisurada en todo su espesor. La anchura eficaz no puede ser mayor que la determinada a temperatura normal, de acuerdo con el

apartado 5.4.1.2 del Anejo 30.

(2) Las armaduras pasivas a tracción longitudinales pueden considerarse en estado plástico,  $f_{sy,\theta_s}$ , donde  $\theta_s$  es la temperatura en la losa, en el nivel en que se sitúan las armaduras pasivas.

(3) En los apartados siguientes se supone que la fibra neutra plástica se encuentra exactamente en la superficie de contacto entre la losa y el perfil de acero. Un enfoque similar puede emplearse si la fibra neutra plástica se encuentra dentro la sección transversal del acero, modificando ecuaciones de modo adecuado.

(4) El momento resistente plástico negativo de la sección mixta se puede determinar considerando el diagrama de tensiones de la Figura A31.E.2, con las temperaturas  $\theta_1$ ,  $\theta_2$ ,  $\theta_w$  calculadas de acuerdo con el apartado 4.3.4.2.2.

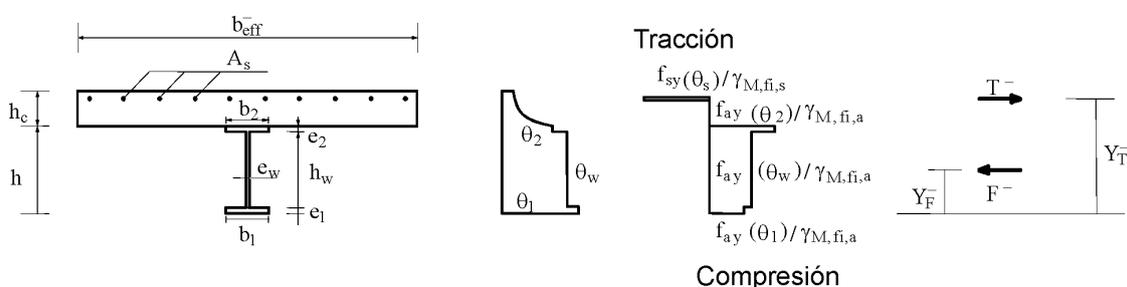


Figura A31.E.2 – Cálculo del momento resistente negativo

(5) El momento resistente negativo se obtiene de:

$$M_{fi,Rd}^- = T^- (y_T^- - y_F^-)$$

donde

$T^-$  es el esfuerzo axial de tracción total de las armaduras pasivas, igual al esfuerzo axial de compresión  $F^-$  en el perfil de acero.

(6) El valor del esfuerzo axial de compresión  $F$  en la losa en la sección transversal crítica dentro del vano, véase el punto (2) del apartado E.1, puede ser:

$$F \leq N \times P_{fi,Rd} - T^- \tag{E.8}$$

donde

$N$  es el número de conectores de cortante entre la sección crítica y el apoyo intermedio (o el apoyo empotrado); y

$P_{fi,Rd}$  es la resistencia a compresión de un conector de cortante en el caso de incendio, según se cita en el apartado 4.3.4.2.5.

(7) Los apartados anteriores pueden emplearse para secciones transversales de clases 1 ó 2 definidas en la situación de incendio; para secciones transversales de clases 3 ó 4 se aplican los puntos (8) a (9) siguientes.

NOTA La clasificación puede hacerse de acuerdo con el apartado 4.2.2 del Anejo 23.

(8) Si el alma de acero o el ala inferior de la sección mixta es de clase 3 en la situación de incendio se puede reducir su anchura a un valor eficaz adaptado del Anejo 25, donde  $f_y$  y  $E$  se reemplazan, respectivamente, por  $f_{ay,\theta}$  y  $E_{a,\theta}$ .

(9) Puede despreciarse la resistencia del alma de acero o el ala inferior de la sección mixta si se encuentra en clase 4 en la situación de incendio.

### E.3 Resistencia local en los apoyos

(1) La resistencia local del perfil de acero debe comprobarse frente a la fuerza de reacción en el apoyo (o en el apoyo empotrado).

(2) La temperatura del rigidizador  $\theta_r$  se calcula considerando su propio coeficiente sección,  $A_r/V_r$ , de acuerdo con el apartado 4.3.4.2.2.

(3) La resistencia local del perfil de acero en el apoyo (o en el apoyo empotrado) se toma como el menor valor entre la resistencia al pandeo o al aplastamiento.

(4) Para el cálculo de la resistencia a pandeo se puede añadir a la anchura eficaz de la sección transversal del rigidizador una anchura máxima del alma de  $15 \varepsilon e_w$  a cada lado del rigidizador (véase la Figura A31.E.3). La esbeltez relativa  $\bar{\lambda}_{\theta}$  utilizada para calcular la resistencia al pandeo se obtiene de:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \text{ máx. } \{ (k_{y,\theta_w} / k_{E,\theta_w})^{0,5} ; (k_{y,\theta_r} / k_{E,\theta_r})^{0,5} \} \quad (\text{E.9})$$

donde

$k_{E,\theta}$  y  $k_{y,\theta}$  se indican en la Tabla A31.3.2;

$\bar{\lambda}$  es la esbeltez relativa a temperatura ambiente para el rigidizador asociado a la parte del alma indicada en la Figura A31.E.3; y

$\varepsilon$  se calcula de acuerdo con el apartado 4.2.2 del Anejo 23.

(5) Para el cálculo de la resistencia al aplastamiento, el valor de cálculo de la resistencia al aplastamiento de cálculo,  $R_{fi,y,Rd}$ , del alma con los rigidizadores se obtiene de:

$$R_{fi,y,Rd} = [s_s + 5(e_1 + r)] e_w f_{ay,\theta_w} / \gamma_{M,fi,a} + A_r f_{ay,\theta_r} / \gamma_{M,fi,a} \quad (\text{E.10})$$

donde

$f_{ay,\theta_w}$  y  $f_{ay,\theta_r}$  son, respectivamente, las tensiones máximas en el acero a la temperatura del alma  $\theta_w$  y del rigidizador  $\theta_r$ ;

$r$  es igual al radio de acuerdo para una sección laminada en caliente, o a  $a\sqrt{2}$  siendo  $a$  la garganta del cordón de soldadura para una sección transversal soldada.

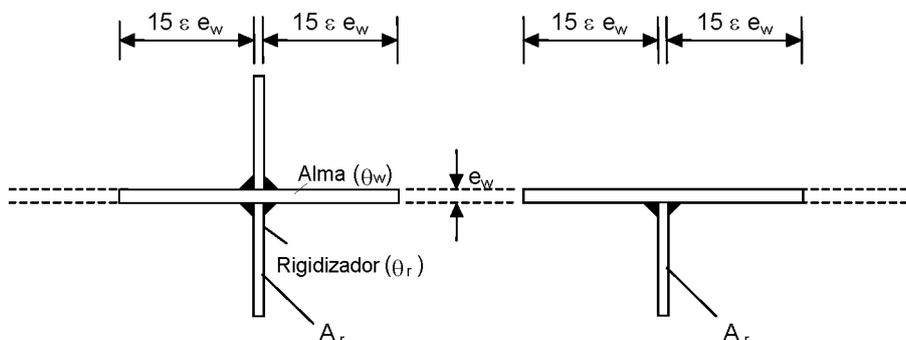


Figura A31.E.3 – Rigidizador en un apoyo intermedio

#### **E.4 Resistencia al esfuerzo cortante**

(1) Los párrafos en el apartado 6.2.2 del Anejo 30 pueden utilizarse para comprobar la resistencia al esfuerzo cortante de las vigas de acero en situación de incendio, reemplazando  $E_a$ ,  $f_{ay}$  y  $\gamma_a$  por  $E_{a,\theta}$ ,  $f_{ay}$  y  $\gamma_{M,fi,a}$  respectivamente, según se define en la Tabla A31.3.2 y en el punto (1) del apartado 2.3.

**Apéndice F. Modelo recomendado para el cálculo de los momentos resistentes negativos y positivos de una viga de acero parcialmente embebida, conectada a una losa de hormigón y expuesta al fuego por la cara inferior de la losa de hormigón de acuerdo con la curva normalizada tiempo-temperatura**

**F.1 Sección transversal reducida para el momento resistente positivo  $M_{fi,Rd^+}$**

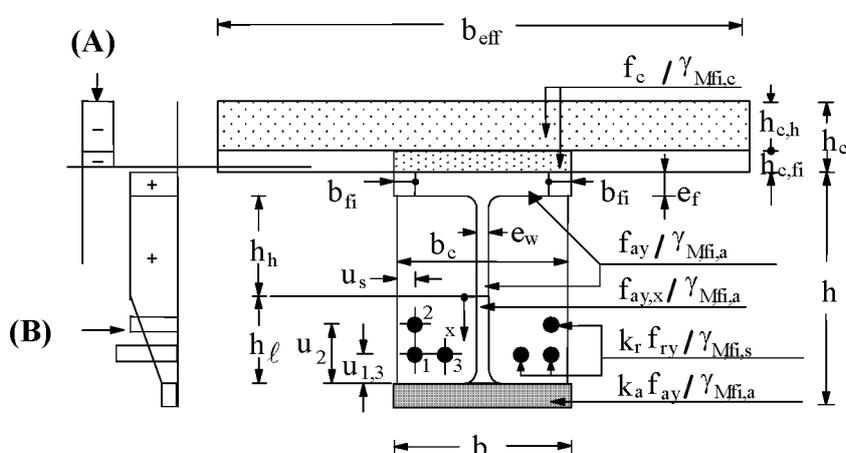


Figura A31.F.1 – Esquema de cálculo para el momento resistente positivo

Nota a la Figura A31.F.1: (A) Ejemplo de distribución de tensiones en hormigón  
(B) Ejemplo de distribución de tensiones en acero

(1) La sección de la losa de hormigón se reduce como se muestra en la Figura A31.F.1, pero el valor de cálculo de la resistencia a compresión  $f_c/\gamma_{M,fi,c}$  no varía en función de las clases de resistencia al fuego. Los valores de la reducción del espesor  $h_{c,fi}$  de una losa de hormigón se indican en la Tabla A31.F.1 para las diferentes clases de resistencia al fuego.

Tabla A31.F.1 – Reducción del espesor  $h_{c,fi}$  de la losa de hormigón

Resistencia al fuego normalizado	Reducción de la losa $h_{c,fi}$ [mm]
R 30	10
R 60	20
R 90	30
R 120	40
R 180	55

(2) Para otros sistemas de losa de hormigón se aplican las siguientes reglas:

- para chapas nervadas de acero trapezoidal (véase la Figura A31.1.1) dispuestas transversalmente sobre la viga, la reducción del espesor  $h_{c,fi}$  de la Tabla A31.F.1 se puede aplicar a la cara superior del tablero de acero (Figura A31.F.2 a);
- para chapas nervadas en cola de milano (véase la Figura A31.1.1) dispuestas transversalmente sobre la viga, la reducción del espesor  $h_{c,fi}$  de la Tabla A31.F.1 se

puede aplicar sobre la cara inferior del tablero de acero. Sin embargo, el valor  $h_{c,fi}$  no puede ser menor que la altura del perfil del tablero (Figura A31.F.2 b);

– cuando se utilizan planchas prefabricadas de hormigón, la reducción del espesor  $h_{c,fi}$  de la Tabla A31.1 se puede aplicar sobre la cara inferior de la plancha de hormigón, pero no puede ser menor que la altura de la junta, entre elementos prefabricados, incapaz de transmitir tensiones de compresión (Figura A31.F.2 c);

– para chapas con perfil en cola de milano paralelo a la viga, la reducción del espesor  $h_{c,fi}$  de la Tabla A31.1 se puede aplicar sobre la cara inferior del tablero de acero;

– para chapas con perfil trapezoidal paralelo a la viga, la reducción del espesor  $h_{c,fi}$  de la Tabla A31.1 se puede aplicar sobre la altura eficaz de la losa  $h_{eff}$  (véase la Figura A31.F.2 d), en que la altura eficaz de la losa  $h_{eff}$  se indica en las figuras A31.4.1 y en el apartado D.4.

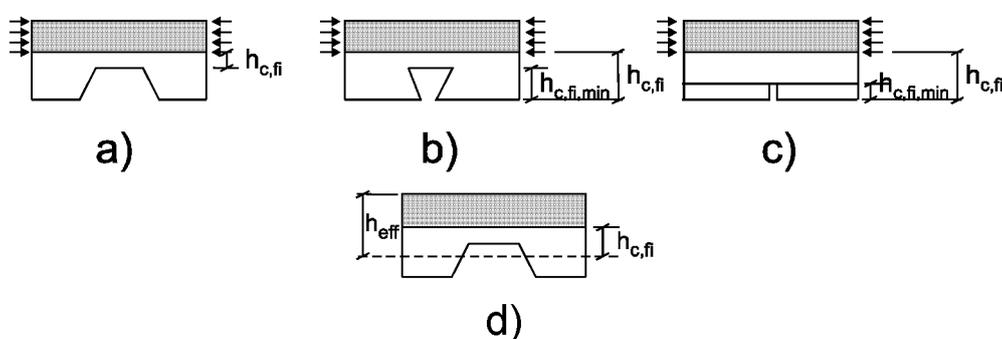


Figura A31.F.2 – Reducción del espesor  $h_{c,fi}$  para varios tipos de losas de hormigón

(3) Se puede suponer que la temperatura  $\theta_c$  de la capa de hormigón  $h_{c,fi}$  situada directamente sobre el ala superior es 20 °C.

(4) La anchura eficaz del ala superior del perfil ( $b-2b_{fi}$ ) varía en función de las clases de resistencia al fuego, pero el valor de cálculo del límite elástico del acero se toma igual a  $f_{ay}/\gamma_{M,fi,a}$ . Los valores de la reducción de la anchura del ala  $b_{fi}$  se indican en la Tabla A31.F.2 para diferentes clases de comportamiento frente al fuego.

Tabla A31.F.2 – Reducción de la anchura  $b_{fi}$  del ala superior

Resistencia al fuego normalizado	Reducción de la anchura $b_{fi}$ del ala superior [mm]
R 30	$(e_f / 2) + (b - b_c) / 2$
R 60	$(e_f / 2) + 10 + (b - b_c) / 2$
R 90	$(e_f / 2) + 30 + (b - b_c) / 2$
R 120	$(e_f / 2) + 40 + (b - b_c) / 2$
R 180	$(e_f / 2) + 60 + (b - b_c) / 2$

(5) El alma se divide en dos partes, la parte superior  $h_h$  y la parte inferior  $h_e$ . Los valores de  $h_e$  se obtienen de la ecuación  $h_e = a_1/b_c + a_2 e_w / (b_c h)$  para las diferentes clases de comportamiento frente al fuego. Los parámetros  $a_1$  y  $a_2$  se indican en la Tabla A31.F.3 para  $h/b_c \leq 1$  o  $h/b_c \geq 2$ .

La parte inferior  $h_i$  se obtiene directamente en la Tabla A31.F.3 para  $1 < h/b_c < 2$ .

Tabla A31.F.3 – Parte inferior del alma  $h_\lambda$  [mm] y  $h_{\lambda,\text{mín.}}$  [mm], donde  $h_{\lambda,\text{máx.}}$  es igual a  $(h - 2e_f)$

	Resistencia al fuego normalizado	$a_1$ [mm <sup>2</sup> ]	$a_2$ [mm <sup>2</sup> ]	$h_{\lambda,\text{mín.}}$ [mm]
	R 30	3 600	0	20
	R 60	9 500	20 000	30
$h/b_c \leq 1$	R 90	14 000	160 000	40
	R 120	23 000	180 000	45
	R 180	35 000	400 000	55
	R 30	3 600	0	20
	R 60	9 500	0	30
$h/b_c \geq 2$	R 90	14 000	75 000	40
	R 120	23 000	110 000	45
	R 180	35 000	250 000	55
		R 30	$h_\lambda = 3\,600/b_c$	
	R 60	$h_\lambda = 9\,500/b_c + 20\,000 (e_w/b_c h) (2 - h/b_c)$		30
$1 < h/b_c < 2$	R 90	$h_\lambda = 14\,000/b_c + 75\,000 (e_w/b_c h) + 85\,000 (e_w/b_c h) (2 - h/b_c)$		40
	R 120	$h_\lambda = 23\,000/b_c + 110\,000 (e_w/b_c h) + 70\,000 (e_w/b_c h) (2 - h/b_c)$		45
	R 180	$h_\lambda = 35\,000/b_c + 250\,000 (e_w/b_c h) + 150\,000 (e_w/b_c h) (2 - h/b_c)$		55

(6) La parte inferior  $h_\lambda$  del alma siempre puede ser mayor o igual que el valor  $h_{\lambda,\text{mín.}}$  dado en la Tabla A31.F.3.

(7) Para la parte superior  $h_h$  del alma, el valor de cálculo del límite elástico del acero se toma igual a  $f_{ay}/\gamma_{M,\text{fi.a.}}$ . Para la parte inferior  $h_\lambda$ , el valor de cálculo del límite elástico depende de la distancia  $x$  medida desde el final de la parte superior del alma (véase la Figura A31.F.1). El límite elástico reducido en  $h_e$  se puede obtener a partir de:

$$f_{ay,x} = f_{ay} [1 - x(1 - k_a) / h_1] \quad (\text{F.1})$$

donde

$k_a$  es el coeficiente de reducción para el límite elástico del ala inferior dado en el punto (8). Esto lleva a un diagrama trapezoidal de la distribución de las tensiones en  $h_e$ .

(8) El área del ala inferior del perfil de acero no se modifica. Su límite elástico se reduce mediante el coeficiente  $k_a$  dado en la Tabla A31.F.4. El coeficiente de reducción  $k_a$  está limitado por los valores máximo y mínimo dados en esta tabla.

Tabla A31.F.4 – Coeficiente de reducción  $k_a$  del límite elástico del ala inferior, con  $a_0 = (0,018 e_f + 0,7)$

Resistencia al fuego normalizado	Coeficiente de Reducción $k_a$	$k_{a,\text{mín.}}$	$k_{a,\text{máx.}}$
R 30	$[(1,12) - (84/b_c) + (h/22b_c)]a_0$	0,5	0,8
R 60	$[(0,21) - (26/b_c) + (h/24b_c)]a_0$	0,12	0,4
R 90	$[(0,12) - (17/b_c) + (h/38b_c)]a_0$	0,06	0,12
R 120	$[(0,1) - (15/b_c) + (h/40b_c)]a_0$	0,05	0,10
R 180	$[(0,03) - (3/b_c) + (h/50b_c)]a_0$	0,03	0,06

(9) El límite elástico de las armaduras pasivas se reduce con su temperatura. Su

coeficiente de reducción  $k_r$  se indica en la Tabla A31.F.5 y depende de la clase de resistencia al fuego y en la posición de las armaduras pasivas. El coeficiente de reducción  $k_r$  está limitado por los valores máximo y mínimo dados en esta tabla.

Tabla A31.F.5 – Coeficiente de reducción  $k_r$  del límite elástico de las armaduras pasivas

$k_r = (ua_3 + a_4)a_5 / \sqrt{(A_m/V)}$				$k_{r,min.}$	$k_{r,max.}$
Resistencia al fuego normalizado	$a_3$	$a_4$	$a_5$		
R 30	0,062	0,16	0,126	0,1	1
R 60	0,034	- 0,04	0,101		
R 90	0,026	- 0,154	0,090		
R 120	0,026	- 0,284	0,082		
R 180	0,024	- 0,562	0,076		

donde

$$A_m = 2h + b_c \quad [\text{mm}]$$

$$V = h b_c \quad [\text{mm}^2]$$

$$u = 1 / [(1/u_i) + (1/u_{si}) + 1/(b_c - e_w - u_{si})] \quad (\text{F.2})$$

donde

$u_i$  es la distancia [mm] desde el eje de la barra de las armaduras pasivas hasta el lado interior del ala; y

$u_{si}$  es la distancia [mm] desde el eje de la barra de las armaduras pasivas hasta el borde exterior del hormigón (véase la Figura A31.F.1).

(10) El recubrimiento de las armaduras pasivas con hormigón debería ser conforme con el apartado 5.1.

(11) La resistencia a cortante del alma de acero puede comprobarse usando la distribución de los valores de cálculo del límite elástico de acuerdo con el punto (7). Si  $V_{fi,Sd} \geq 0,5 V_{fi,pl,Rd}$  se puede considerar la resistencia del hormigón armado.

**F.2 Sección transversal reducida para el momento resistente negativo**  
 $M_{fi,Rd}^-$

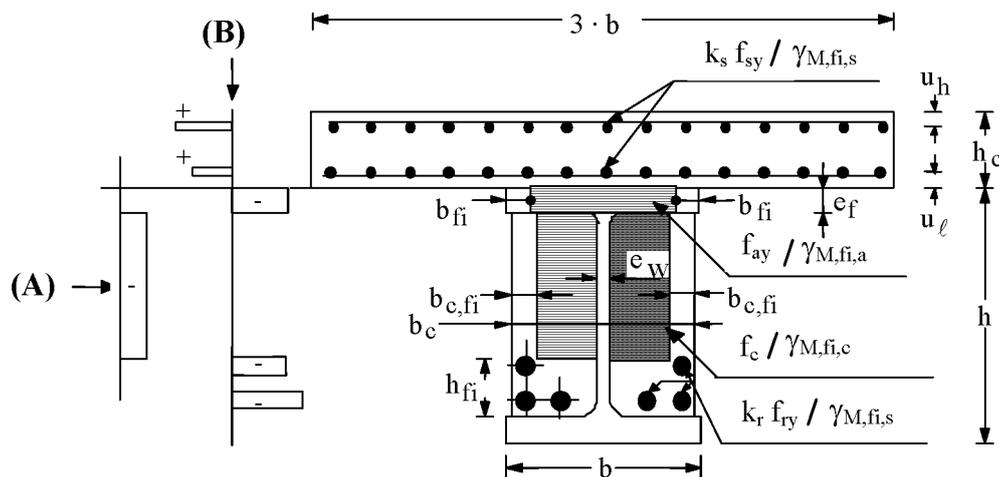


Figura A31.F.3 – Esquema de cálculo para el momento resistente negativo

Nota a la Figura A31.F.3: **(A)** Ejemplo de la distribución de tensiones en el hormigón  
**(B)** Ejemplo de la distribución de tensiones en el acero

(1) El límite elástico de las armaduras pasivas en la losa se multiplica por un coeficiente de reducción  $k_s$  dado en la Tabla A31.F.6, y depende de la clase de comportamiento frente al fuego y de la posición de las armaduras pasivas. El coeficiente de reducción  $k_s$  viene limitado por los valores mínimo y máximo dados en esta tabla.

Tabla A31.F.6 – Coeficiente de reducción  $k_s$  del límite elástico de las armaduras pasivas en la losa de hormigón con  $u$ , distancia [mm] desde el eje de la armadura pasiva hasta el borde de la losa, igual a  $u^1$  o  $(h_c - u_h)$  (véase la Figura A31.F.3)

Resistencia al fuego normalizado	Coeficiente de reducción $k_s$	$k_{s,min.}$	$k_{s,max.}$
R 30	1	0	1
R 60	$(0,022 u) + 0,34$		
R 90	$(0,0275 u) - 0,1$		
R 120	$(0,022 u) - 0,2$		
R 180	$(0,018 u) - 0,26$		

(2) Se aplica el punto (4) del apartado F.1 para el ala superior del perfil.  
 (3) La sección transversal de hormigón entre las alas se reduce como se muestra en la Figura A31.F.3, pero el valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón  $f_c / \gamma_{M,fi,c}$  no varía en función de la clase de comportamiento frente al fuego. Los valores de la reducción de la anchura  $b_{c,fi}$  y de la reducción de la altura  $h_{fi}$  del hormigón embebido se indican en la Tabla A31.F.7. Las reducciones de anchura y de altura están limitadas por los valores mínimos dados en esta tabla.

Tabla A31.F.7 – Reducción de la sección transversal del hormigón embebido entre las alas

Resistencia al fuego normalizado	$h_{fi}$ [mm]	$h_{fi,min.}$ [mm]	$b_{c,fi}$ [mm]	$b_{c,fi,min.}$ [mm]
R 30	25	25	25	25
R 60	$165 - (0,4b_c) - 8 (h/b_c)$	30	$60 - (0,15b_c)$	30
R 90	$220 - (0,5b_c) - 8 (h/b_c)$	45	$70 - (0,1b_c)$	35
R 120	$290 - (0,6b_c) - 10 (h/b_c)$	55	$75 - (0,1b_c)$	45
R 180	$360 - (0,7b_c) - 10 (h/b_c)$	65	$85 - (0,1b_c)$	55

(4) Se aplica el punto (9) del apartado F.1 para las armaduras pasivas situadas en el hormigón del perfil parcialmente embebido.

(5) El recubrimiento del hormigón de las armaduras pasivas debería ser conforme con el apartado 5.1.

(6) En las áreas con momento flector negativo, se supone que la resistencia a cortante se transmite por el alma de acero, la cual se desprecia en el cálculo del momento resistente negativo.

(7) La resistencia a cortante del alma de acero puede comprobarse usando la distribución de los valores de cálculo del límite elástico de acuerdo con el punto (7) del apartado F.1.

### F.3 Campo de aplicación

(1) La altura  $h$  del perfil  $b_c$  y el área  $h b_c$  deberían ser, al menos, iguales a los valores mínimos dados en la Tabla A31.F.8.

NOTA El símbolo  $b_c$  es el valor mínimo bien de la anchura  $b$  del ala inferior, o bien de la anchura de la parte de hormigón entre las alas, incluyendo el espesor  $e_w$  del alma (véase la Figura A31.F.1).

Tabla A31.F.8 – Dimensiones mínimas de la sección transversal

Resistencia al fuego normalizado	Altura mínima del perfil $h$ y anchura mínima $b_c$ [mm]	Superficie mínima $h \cdot b_c$ [mm <sup>2</sup> ]
R30	120	17 500
R60	150	24 000
R90	170	35 000
R120	200	50 000
R180	250	80 000

(2) El espesor del ala  $e_f$  debería ser menor que la altura  $h$  del perfil dividida por ocho.

**Apéndice G. Modelo de cálculo por suma ponderada de la resistencia al fuego de los pilares mixtos con secciones de acero parcialmente embebidas, expuestos al fuego alrededor de todo el pilar según la curva normalizada tiempo-temperatura, en el caso de flexión respecto al eje débil.**

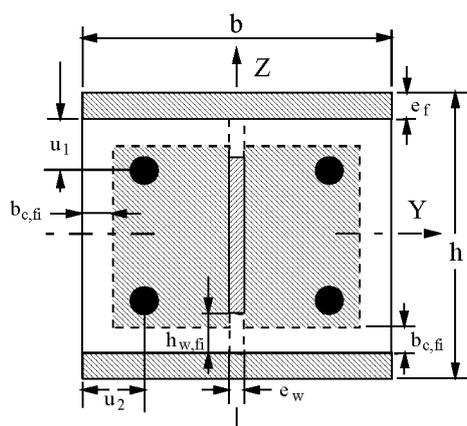


Figura A31.G.1 – Sección transversal reducida para el cálculo de estructuras sometidas al fuego

### G.1 Introducción

(1) Este modelo de cálculo se basa en los principios y reglas indicados en el apartado 4.3.5.1, pero se ha desarrollado sólo para flexiones alrededor del eje, Z tal que:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z N_{fi,pl,Rd} \quad (G.1)$$

(2) Para la obtención del valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil  $N_{fi,pl,Rd}$  y de la rigidez eficaz a flexión  $(EI)_{fi,eff,z}$  en la situación de incendio, la sección transversal se divide en cuatro componentes:

- las alas del perfil de acero;
- el alma del perfil de acero;
- el hormigón entre los perfiles; y
- las armaduras pasivas.

(3) Cada componente se puede evaluar en base a una resistencia característica reducida, un módulo de elasticidad reducido y una sección transversal reducida en función de la resistencia al fuego normalizado R30, R60, R90 y R120.

(4) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil y la rigidez eficaz a flexión de la sección transversal pueden obtenerse, de acuerdo con los puntos (4) y (5) del apartado 4.3.5.1, mediante una suma ponderada de los valores correspondientes de los cuatro componentes.

(5) Las propiedades de resistencia y deformación del acero y del hormigón a elevadas temperaturas cumplen con los principios y reglas correspondientes de los apartados 3.1 y 3.2.

**G.2 Alas del perfil de acero**

(1) La temperatura media del ala se puede obtener a partir de:

$$\theta_{f,t} = \theta_{o,t} + k_t (A_m/V) \quad (\text{G.2})$$

donde

$t$  es la duración en minutos de la exposición al fuego;

$A_m/V$  es el factor de forma en  $\text{m}^{-1}$ , con  $A_m = 2(h + b)$  en [m] y  $V = h b$  en [ $\text{m}^2$ ];

$\theta_{o,t}$  es la temperatura en  $^{\circ}\text{C}$  indicada en la Tabla A31.G.1;

$k_t$  es un coeficiente empírico dado en la Tabla A31.G.1.

Tabla A31.G.1 – Parámetros para la temperatura del ala

Resistencia al fuego normalizado	$\theta_{o,t}$ [ $^{\circ}\text{C}$ ]	$k_t$ [ $\text{m}^{\circ}\text{C}$ ]
R30	550	9,65
R60	680	9,55
R90	805	6,15
R120	900	4,65

(2) Para la temperatura  $\theta = \theta_{f,t}$ , el nivel máximo de tensiones y el módulo de elasticidad correspondientes se obtienen de:

$$f_{ay,f,t} = f_{ay,f} k_{y,\theta} \quad \text{y} \quad (\text{G.3})$$

$$E_{a,f,t} = E_{a,f} k_{E,\theta} \quad \text{con } k_{y,\theta} \text{ y } k_{E,\theta}, \text{ según la Tabla A31.3.2 del apartado 3.2.1(G.4)}$$

(3) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axial y la rigidez a flexión de las dos alas del perfil de acero en la situación de incendio se obtienen de:

$$N_{fi,pl,Rd,f} = 2(b e_f f_{ay,f,t}) / \gamma_{M,fi,a} \quad \text{y} \quad (\text{G.5})$$

$$(EI)_{fi,f,z} = E_{a,f,t} (e_f b^3) / 6 \quad (\text{G.6})$$

**G.3 Alma del perfil de acero**

(1) Puede despreciarse una parte del alma con altura  $h_{w,fi}$ , que comienza en el borde interno del ala (véase la Figura A31.G.1). Esta parte se obtiene de:

$$h_{w,fi} = 0,5(h - 2e_f) \left(1 - \sqrt{1 - 0,16(H_t/h)}\right) \quad (\text{G.7})$$

donde  $H_t$  se obtiene de la Tabla A31.G.2

Tabla A31.G.2 – Parámetro de reducción de la altura del alma

Resistencia al fuego normalizado	$H_t$ [mm]
R 30	350
R 60	770
R 90	1 100
R 120	1 250

(2) El máximo nivel de tensión se obtiene de:

$$f_{ay,w,t} = f_{ay,w} \sqrt{1 - (0,16H_t/h)} \quad (G.8)$$

(3) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil y la rigidez a flexión del alma del perfil de acero en la situación de incendio obtienen de:

$$N_{fi,pl,Rd,w} = \left[ e_w (h - 2e_f - 2h_{w,fi}) f_{ay,w,t} \right] / \gamma_{M,fi,a} \quad (G.9)$$

$$(EI)_{fi,w,z} = \left[ E_{a,w} (h - 2e_f - 2h_{w,fi}) e_w^3 \right] / 12 \quad (G.10)$$

#### G.4 Hormigón

(1) Se puede despreciar en el cálculo una capa exterior de hormigón de espesor  $b_{c,fi}$  (véase la Figura A31.G.1). El espesor  $b_{c,fi}$  viene dado en la Tabla A31.G.3, siendo  $A_m/V$ , dado en  $m^{-1}$ , el factor de forma de toda la sección transversal mixta.

Tabla A31.G.3 – Reducción del espesor de la zona de hormigón

Resistencia al fuego normalizado	$b_{c,fi}$ [mm]
R 30	4,0
R 60	15,0
R 90	$0,5 (A_m/V) + 22,5$
R 120	$2,0 (A_m/V) + 24,0$

(2) La temperatura media en el hormigón  $\theta_{c,t}$  se indica en la Tabla A31.G.4 en función del factor de forma  $A_m/V$  de toda la sección transversal mixta y de las clases de resistencia al fuego normalizado.

Tabla A31.G.4 – Temperatura media del hormigón

R30		R60		R90		R120	
$A_m/V$ [m <sup>-1</sup> ]	$\theta_{c,t}$ [°C]						
4	136	4	214	4	256	4	265
23	300	9	300	6	300	5	300
46	400	21	400	13	400	9	400
–	–	50	600	33	600	23	600
–	–	–	–	54	800	38	800
–	–	–	–	–	–	41	900
–	–	–	–	–	–	43	1 000

(3) Para la temperatura  $\theta = \theta_{c,t}$  el módulo secante del hormigón se obtiene de:

$$E_{c,sec,\theta} = f_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta} = f_c k_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta} \quad \text{con } k_{c,\theta} \text{ y } \varepsilon_{cu,\theta} \text{ según la Tabla A31.3.3 del apartado (G.11)}$$

3.2.2

(4) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axial y la rigidez a flexión del hormigón en la situación de incendio se obtienen de:

$$N_{fi,pl,Rd,c} = 0,86 \left\{ \left( (h - 2e_f - 2b_{c,fi}) (b - e_w - 2b_{c,fi}) \right) - A_s \right\} f_{c,\theta} / \gamma_{M,fi,c} \quad (G.12)$$

donde  $A_s$  es la sección transversal de las armaduras pasivas, y 0,86 es un coeficiente de calibración.

$$(EI)_{fi,c,z} = E_{c,sec,\theta} \left[ \left\{ (h - 2e_f - 2b_{c,fi}) \left( (b - 2b_{c,fi})^3 - e_w^3 \right) / 12 \right\} - I_{s,z} \right] \quad (G.13)$$

donde  $I_{s,z}$  es el momento inercia de las armaduras pasivas respecto al eje principal de inercia Z de la sección transversal mixta.

## G.5 Barras para armaduras pasivas

(1) El coeficiente de reducción  $k_{y,t}$  del límite elástico y el coeficiente de reducción  $k_{E,t}$  del módulo de elasticidad de las armaduras pasivas se definen en función de la resistencia al fuego normalizado y la media geométrica  $u$  de las distancias desde el eje de la armadura pasiva a las caras externas del hormigón (véanse las tablas A31.G.5 y A31.G.6).

Tabla A31.G.5 – Coeficiente de reducción  $k_{y,t}$  para el límite elástico  $f_{sy}$  de las armaduras pasivas

Resistencia al fuego normalizado	$u$ [mm]				
	40	45	50	55	60
R30	1	1	1	1	1
R60	0,789	0,883	0,976	1	1
R90	0,314	0,434	0,572	0,696	0,822
R120	0,170	0,223	0,288	0,367	0,436

Tabla A31.G.6 – Coeficiente de reducción  $k_{E,t}$  del módulo de elasticidad  $E_s$  de las armaduras pasivas

Resistencia al fuego normalizado	$u$ [mm]				
	40	45	50	55	60
R30	0,830	0,865	0,888	0,914	0,935
R60	0,604	0,647	0,689	0,729	0,763
R90	0,193	0,283	0,406	0,522	0,619
R120	0,110	0,128	0,173	0,233	0,285

(2) La media geométrica  $u$  de las distancias  $u_1$  y  $u_2$  se obtiene de:

$$u = \sqrt{u_1 \cdot u_2} \quad (G.14)$$

donde

$u_1$  es la distancia entre la barra exterior de la armadura pasiva y el borde interno del ala [mm]

$u_2$  es la distancia entre la barra exterior de la armadura pasiva y la superficie del hormigón [mm]

NOTA Si  $(u_1 - u_2) > 10$  mm, entonces  $u = \sqrt{u_2(u_2+10)}$  ;  
o si  $(u_2 - u_1) > 10$  mm, entonces  $u = \sqrt{u_1(u_1+10)}$

(3) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axial y la rigidez a flexión de las armaduras pasivas en la situación de incendio se obtienen a partir de:

$$N_{fi,pl,Rd,s} = A_s k_{y,t} f_{sy} / \gamma_{M,fi,s} \quad (G.15)$$

$$(EI)_{fi,s,z} = k_{E,t} E_s I_{s,z} \quad (G.16)$$

## G.6 Cálculo de la carga axial de pandeo a temperaturas elevadas

(1) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axial y la rigidez eficaz a flexión de la sección transversal en la situación de incendio se obtienen, de acuerdo con el punto (4) del apartado G.1, a partir de:

$$N_{fi,pl,Rd} = N_{fi,pl,Rd,f} + N_{fi,pl,Rd,w} + N_{fi,pl,Rd,c} + N_{fi,pl,Rd,s} \quad (G.17)$$

$$(EI)_{fi,eff,z} = \varphi_{f,\theta} (EI)_{fi,f,z} + \varphi_{w,\theta} (EI)_{fi,w,z} + \varphi_{c,\theta} (EI)_{fi,c,z} + \varphi_{s,\theta} (EI)_{fi,s,z} \quad (G.18)$$

donde  $\varphi_{i,\theta}$  es un coeficiente de reducción que depende del efecto de las tensiones térmicas. Los valores de  $\varphi_{i,\theta}$  se indican en la Tabla A31.G.7.

Tabla A31.G.7 – Coeficientes de reducción de la rigidez a flexión

Resistencia al fuego normalizado	$\varphi_{f,\theta}$	$\varphi_{w,\theta}$	$\varphi_{c,\theta}$	$\varphi_{s,\theta}$
R30	1,0	1,0	0,8	1,0
R60	0,9	1,0	0,8	0,9
R90	0,8	1,0	0,8	0,8
R120	1,0	1,0	0,8	1,0

(2) La carga de pandeo de Euler o carga crítica elástica es:

$$N_{fi,cr,z} = \pi^2 (EI)_{fi,eff,z} / l_\theta^2 \quad (G.19)$$

donde

$l_\theta$  es la longitud de pandeo del pilar en la situación de incendio.

(3) La esbeltez relativa adimensional se obtiene de:

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr,z}} \quad (G.20)$$

donde

$N_{fi,pl,R}$  es el valor de  $N_{fi,pl,Rd}$  de acuerdo con el punto (1) cuando los coeficientes  $\gamma_{M,fi,a}$ ,  $\gamma_{M,fi,c}$  y  $\gamma_{M,fi,s}$  se toman como 1,0.

(4) Usando  $\bar{\lambda}_\theta$  y la curva de pandeo c del Anejo 22, puede calcularse el coeficiente de reducción  $\chi_z$  y el valor de cálculo de la carga axil de pandeo se obtiene de:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z N_{fi,pl,Rd} \quad (G.21)$$

(5) Los valores de cálculo de la resistencia de los elementos a compresión axil o de las cargas axiles de pandeo  $N_{fi,Rd,z}$  se muestran en las figuras A31.G.2 y A31.G.3 como

función de la longitud de pandeo  $l_\theta$  para perfiles de la serie HEA, tipo del perfil de acero S355, clase del hormigón C40/40, tipo de las armaduras pasivas B500, y para las clases de resistencia al fuego normalizado R60, R90 y R120.

Estas gráficas se basan en los coeficientes parciales de seguridad  $\gamma_{M,fi,a} = \gamma_{M,fi,s} = \gamma_{M,fi,c} = 1,0$ .

## G.7 Cargas excéntricas

(1) Para un pilar sometido a una excentricidad de la carga  $\delta$ , el valor de cálculo de la carga de pandeo  $N_{fi,Rd,\delta}$  puede obtenerse de:

$$N_{fi,Rd,\delta} = N_{fi,Rd} (N_{Rd,\delta} / N_{Rd}) \quad (G.22)$$

donde

$N_{Rd}$  y  $N_{Rd,\delta}$  representan la carga axil de pandeo y la carga de pandeo en caso de una carga excéntrica, calculadas conforme al Anejo 30, a temperatura de proyecto normal.

(2) El punto de aplicación de la carga excéntrica permanece dentro de la sección transversal mixta del pilar.

## G.8 Campo de aplicación

(1) Este modelo de cálculo sólo puede aplicarse bajo las siguientes condiciones:

longitud de pandeo $l_\theta$	$\leq$	13,5b
230 mm $\leq$ altura de la sección transversal h	$\leq$	1 100 mm
230 mm $\leq$ anchura de la sección transversal b	$\leq$	500 mm
1% $\leq$ porcentaje de acero para armaduras pasivas	$\leq$	6%
resistencia al fuego normalizado	$\leq$	120 min

(2) Además de lo indicado en el punto (1), las dimensiones b y h de la sección transversal mínimas debería limitarse a 300 mm para las clases de resistencia al fuego R90 y R120.

(3) En este modelo de cálculo la longitud máxima de pandeo  $l_0$  debería limitarse a  $10b$  en las siguientes situaciones:

- para R60, si  $230 \text{ mm} \leq b < 300 \text{ mm}$  o si  $h/b > 3$ ; y
- para R90 y R120, si  $h/b > 3$ .

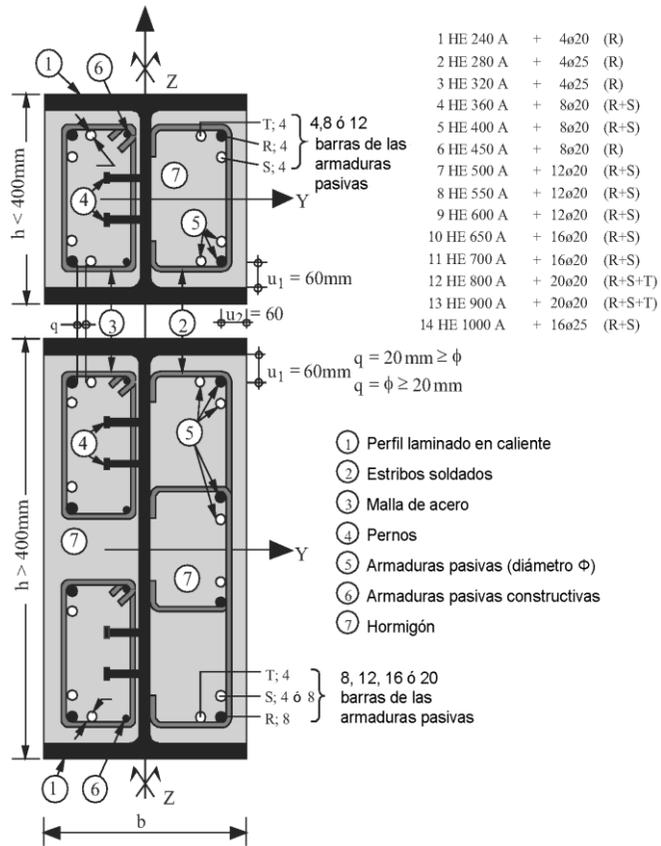


Figura A31.G.2 – Parámetros para la resistencia a pandeo de las secciones de acero parcialmente embebidas

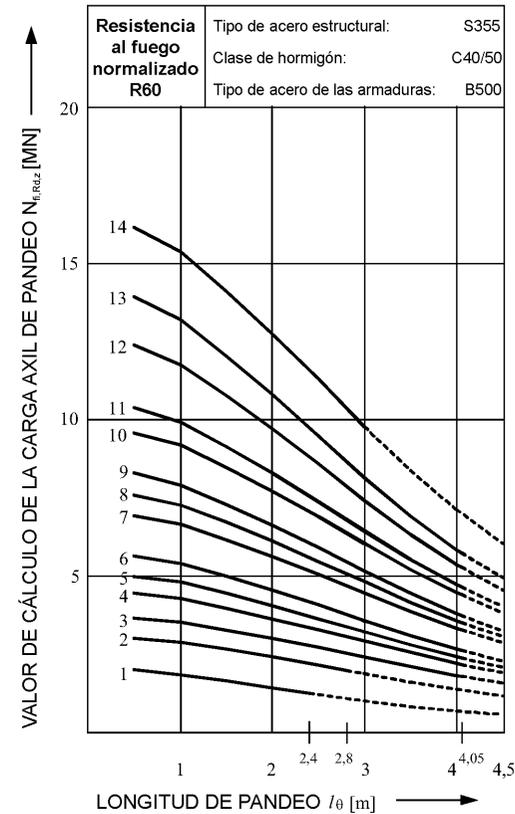


Figura A31.G.3.a – Cargas de pandeo de las secciones de acero parcialmente embebidas, para R60

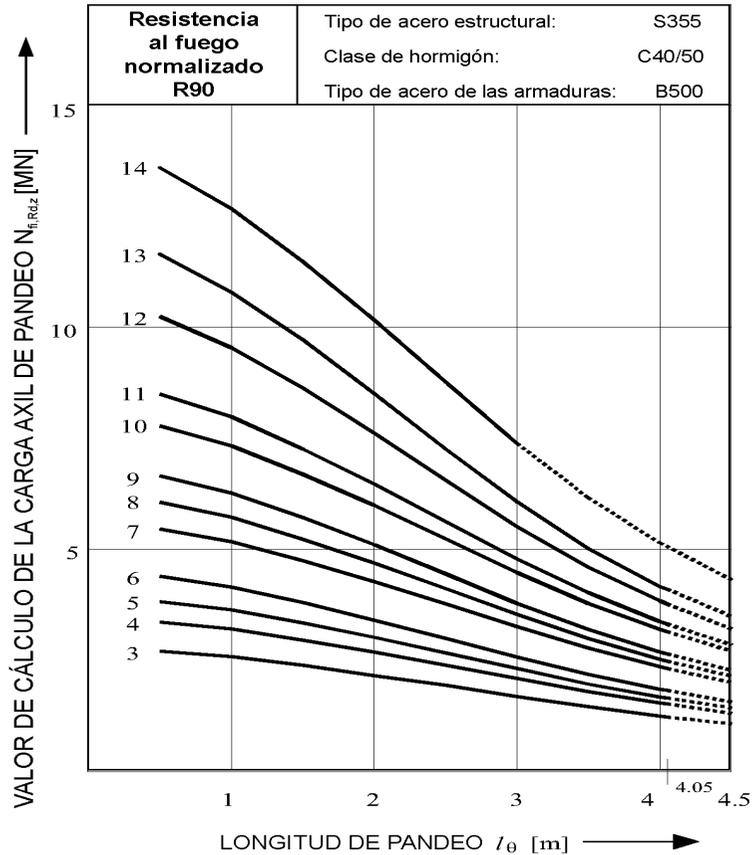


Figura A31.G.3.b – Cargas de pandeo de secciones de acero parcialmente embebidas, para R90

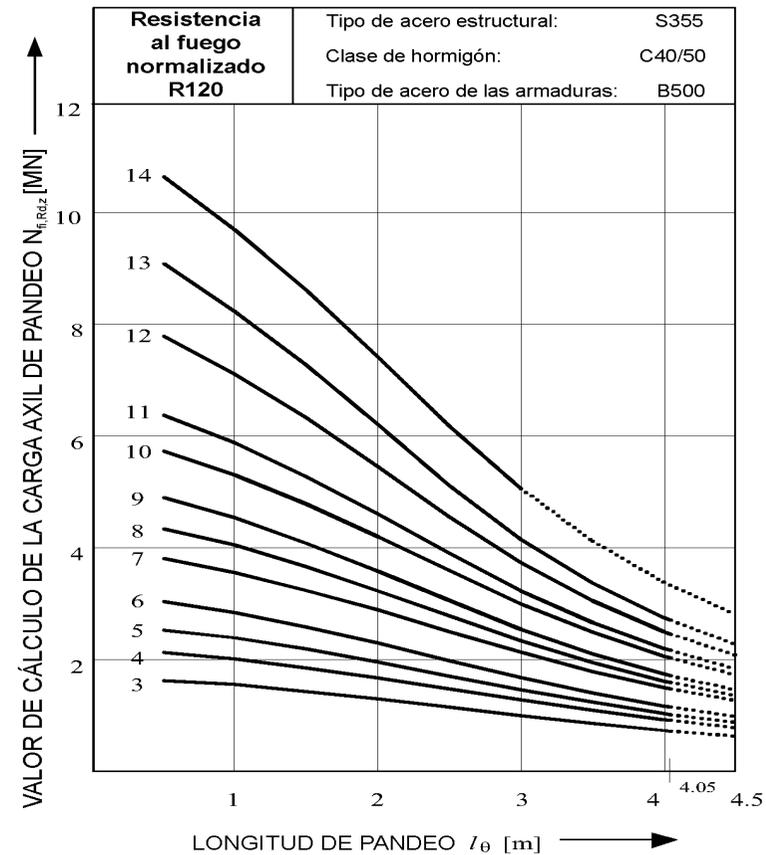


Figura A31.G.3.c – Cargas de pandeo de secciones de acero parcialmente embebidas, para R120

## Apéndice H. Método recomendado de cálculo simplificado para los perfiles huecos rellenos de hormigón expuestos al fuego todo alrededor de todo el pilar según la curva normalizada tiempo-temperatura

### H.1 Introducción

(1) El modelo de cálculo para determinar el valor de cálculo de la resistencia a compresión axial de un pilar formado por un perfil hueco relleno de hormigón en la situación de incendio consta de dos etapas independientes:

- obtención del campo de temperaturas en la sección transversal mixta después de un tiempo dado de exposición al fuego; y
- obtención del valor de cálculo de la carga axial de pandeo  $N_{fi,Rd}$  para el campo de temperaturas obtenido previamente.

### H.2 Distribución de la temperatura

(1) La distribución de la temperatura se debe calcular conforme al apartado 4.4.2.

(2) Al calcular la distribución de la temperatura se puede despreciar la resistencia térmica entre la pared de acero y el hormigón.

### H.3 Valor de cálculo de la carga axial de pandeo a temperaturas elevadas

(1) Para perfiles huecos rellenos de hormigón, el valor de cálculo de la carga axial de pandeo  $N_{fi,Rd}$  puede obtenerse de:

$$N_{fi,Rd} = N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd} \quad (H.1)$$

donde

$$N_{fi,cr} = \pi^2 \left[ E_{a,\theta,\sigma} I_a + E_{c,\theta,\sigma} I_c + E_{s,\theta,\sigma} I_s \right] / l_\theta^2 \quad y \quad (H.2)$$

$$N_{fi,pl,Rd} = A_a \sigma_{a,\theta} / \gamma_{M,fi,a} + A_c \sigma_{c,\theta} / \gamma_{M,fi,c} + A_s \sigma_{s,\theta} / \gamma_{M,fi,s} \quad y \text{ donde} \quad (H.3)$$

$N_{fi,cr}$  es la carga de pandeo de Euler o carga crítica elástica;

$N_{fi,pl,Rd}$  es el valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axial de la sección transversal total;

$l_\theta$  es la longitud de pandeo en la situación de incendio;

$E_{i,\theta,\sigma}$  es el módulo tangente de la relación tensión-deformación del material  $i$  a la temperatura  $\theta$ , para una tensión  $\sigma_{i,\theta}$  (véanse la Tabla A31.3.1 y la Figura A31.3.2);

$I_i$  es el momento de inercia del material  $i$ , respecto al eje principal de inercia Y o al Z de la sección transversal mixta;

$A_i$  es el área de la sección transversal del material  $i$ ;

$\sigma_{i,\theta}$  es la tensión en el material  $i$  a la temperatura  $\theta$ .

(2)  $E_{i,\theta,\sigma}$  y  $A_i \cdot \sigma_{i,\theta}$  se calculan como sumatorio de todos los elementos  $dy$  y  $dz$  que tienen la temperatura  $\theta$  después de un tiempo de incendio  $t$ .

(3) Los valores de  $E_{i,\theta,\sigma}$  y  $\sigma_{i,\theta}$  a usar cumplen:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_c = \varepsilon_s = \varepsilon \quad (\text{H.4})$$

donde

$\varepsilon$  es la deformación unitaria axial del pilar; y

$\varepsilon_i$  es la deformación unitaria axial del material  $i$  de la sección transversal.

(4) Los valores de cálculo de las cargas axiales de pandeo  $N_{fi,Rd}$  pueden presentarse gráficamente como en las figuras A31.H.3 y A31.H.4, en función de los parámetros físicos correspondientes.

NOTA El procedimiento normal consiste en aumentar la deformación unitaria por etapas. A medida que la deformación aumenta,  $E_{i,\theta,\sigma}$  y  $N_{fi,cr}$  disminuyen y  $\sigma_{i,\theta}$  y  $N_{fi,pl,Rd}$  aumenta. El nivel de deformación se obtiene cuando  $N_{fi,cr}$  y  $N_{fi,pl,Rd}$  son iguales y se satisface la condición del punto (1).

#### H.4 Cargas excéntricas

(1) Las reglas siguientes se aplican siempre que, en la situación de incendio, la relación entre momento flector y fuerza axial,  $M/N = \bar{\delta}$ , no supere 0,5 veces la dimensión  $b$  o  $d$  de la sección transversal.

(2) Para una excentricidad de la carga  $\bar{\delta}$ , la carga axial equivalente  $N_{equ}$  a usar junto con los gráficos de la carga axial en la situación de incendio, puede obtenerse de:

$$N_{equ} = N_{fi,Sd} / (\varphi_s \cdot \varphi_{\bar{\delta}}) \quad (\text{H.5})$$

donde

$\varphi_s$  viene dado en la Figura A31.H.1 y  $\varphi_{\bar{\delta}}$  en la Figura A31.H.2;

$b$  es la dimensión de una sección cuadrada;

$d$  es el diámetro de una sección circular; y

$\bar{\delta}$  es la excentricidad de la carga.

#### H.5 Campo de aplicación

(1) Este modelo de cálculo sólo puede aplicarse a secciones cuadradas o circulares en las siguientes condiciones:

longitud de pandeo  $l_0 \leq 4,5$  m

esbeltez relativa,  $\bar{\lambda} \leq 0,5$

140 mm ≤ canto  $b$  o diámetro  $d$  de la sección transversal ≤ 400 mm

C20/25 ≤ clases de hormigón ≤ C40/50

0% ≤ porcentaje de acero para armaduras pasivas ≤ 5%

resistencia al fuego normalizado ≤ 120 min

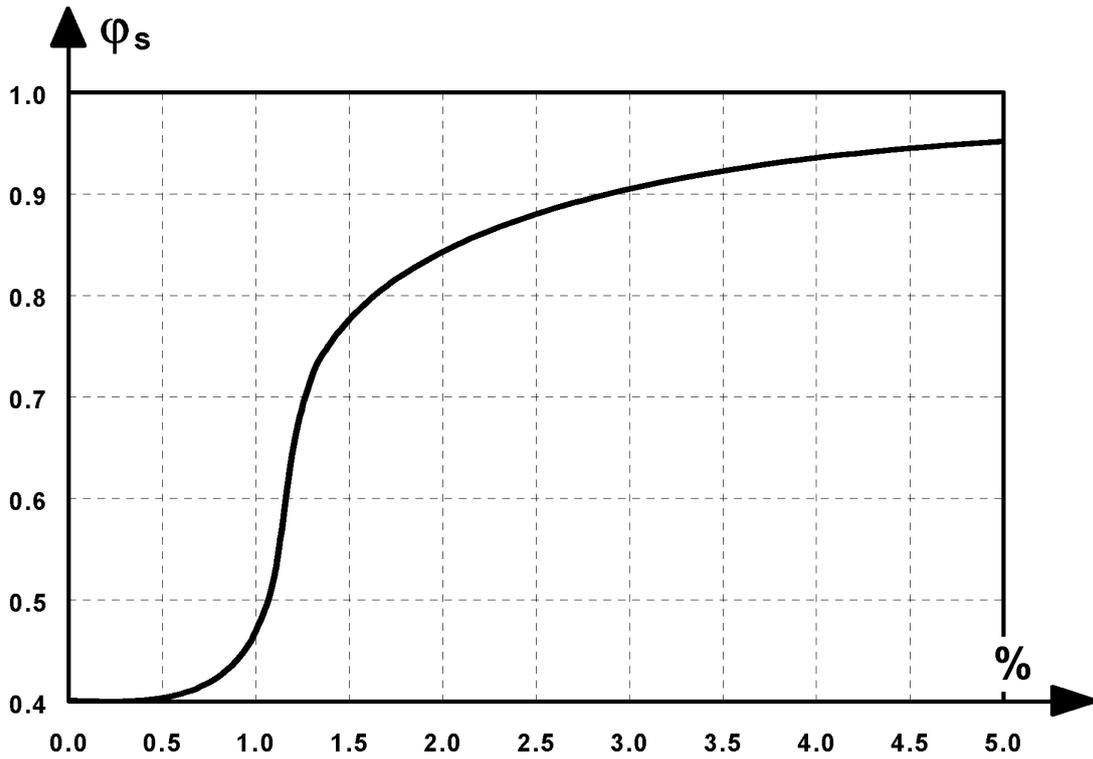


Figura A31.H.1 – Coeficiente de corrección  $\phi_s$  en función del porcentaje de armadura

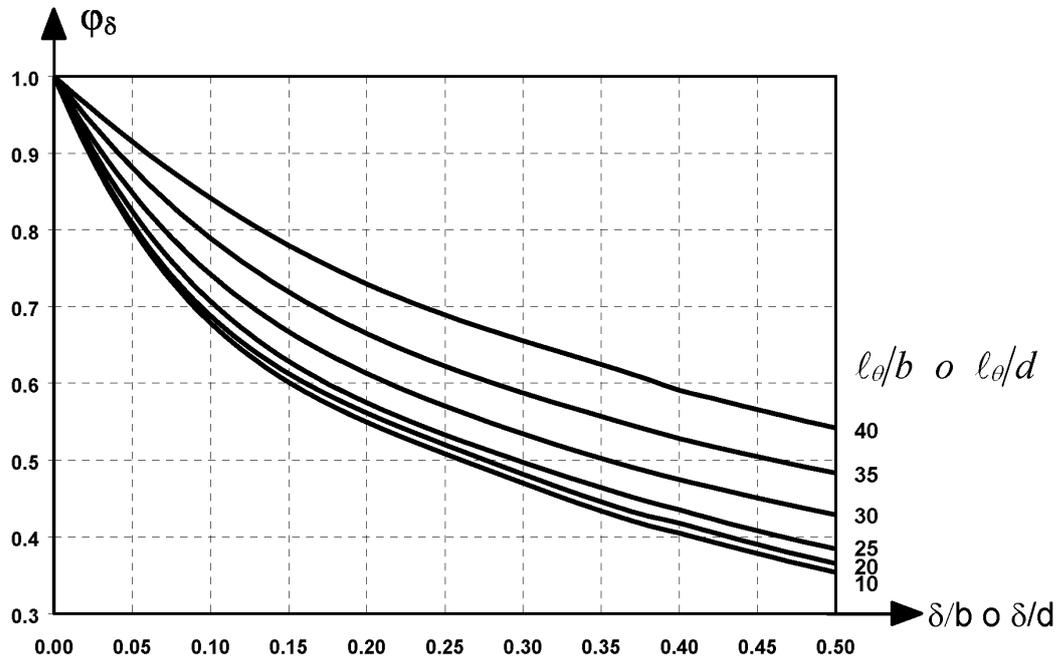


Figura A31.H.2 – Coeficiente de corrección  $\varphi_{\delta}$  en función de la excentricidad  $\delta$

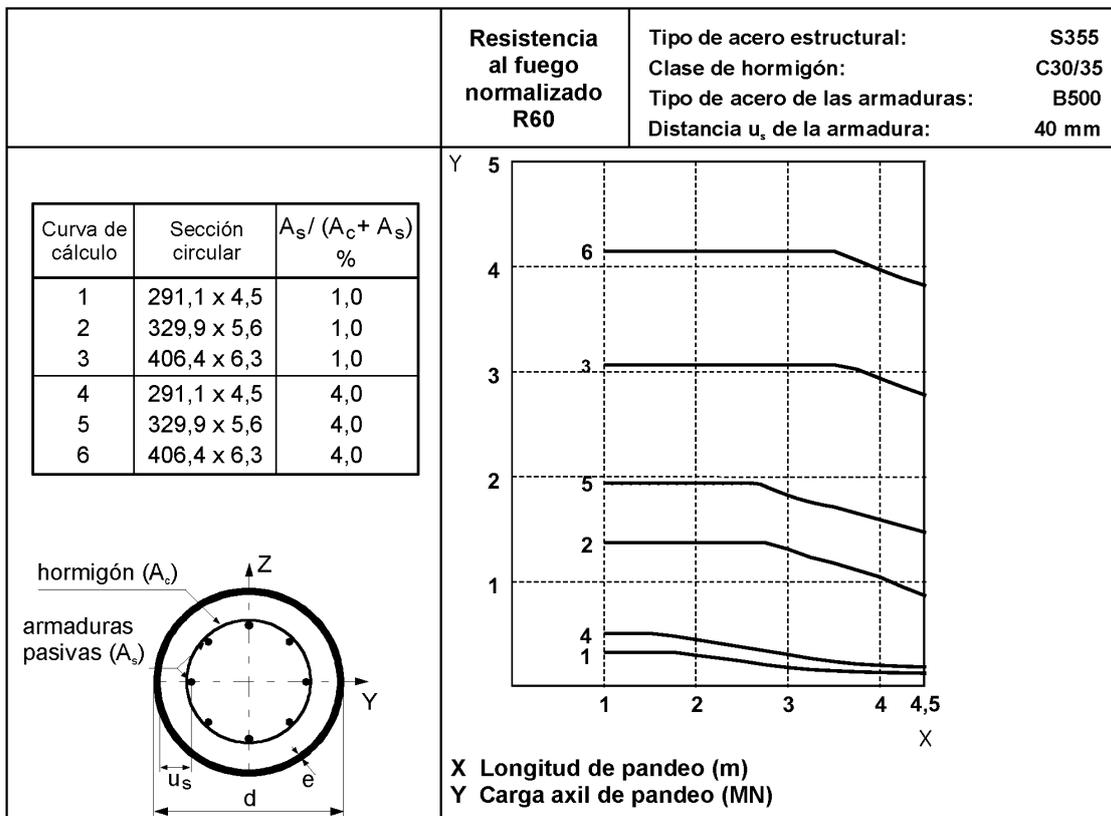


Figura A31.H.3 – Ejemplo de gráfico para PERFILES CIRCULARES HUECOS (R60)

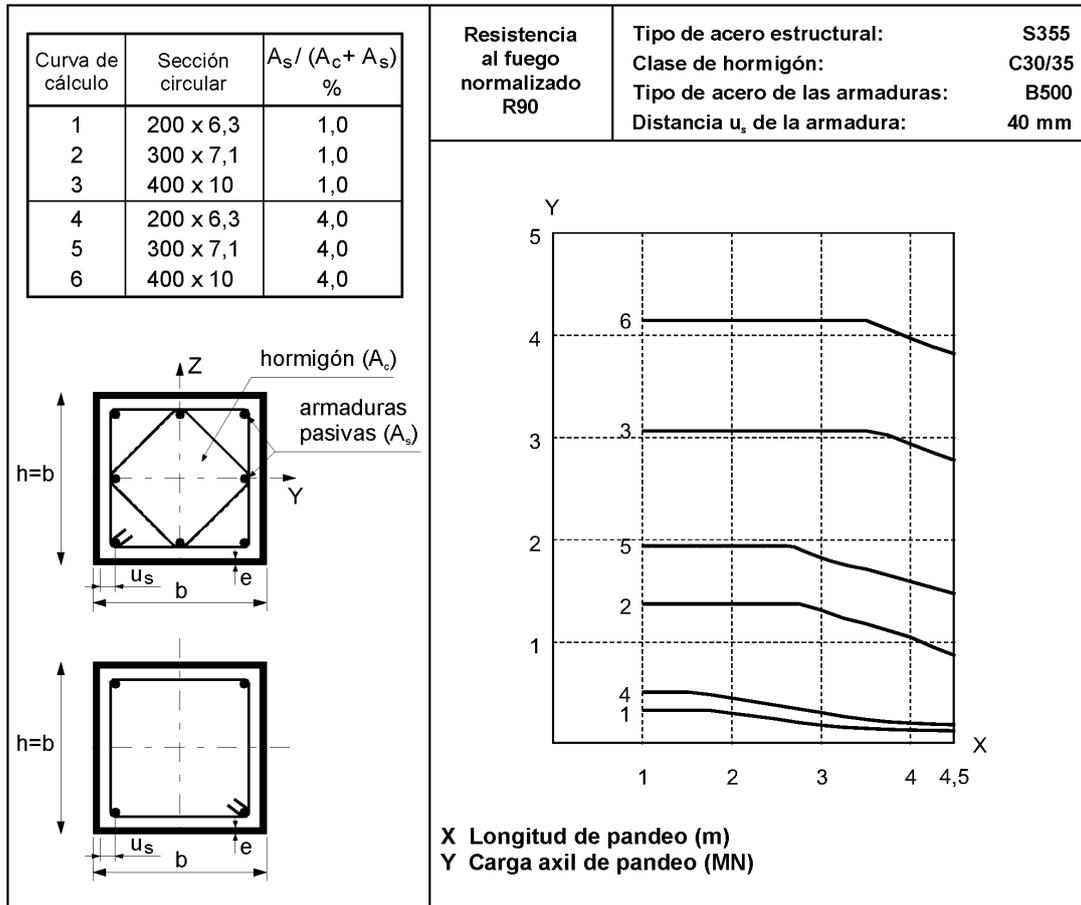


Figura A31.H.4 – Ejemplo de gráfico para PERFILES CUADRADOS HUECOS (R90)

## Apéndice I. **Planificación y evaluación de los modelos experimentales**

### **I.1 Introducción**

- (1) Los resultados de los ensayos pueden usarse para comprobar el comportamiento frente al fuego de los elementos estructurales, partes de una estructura o estructuras completas si provienen de ensayos realizados de forma adecuada.
- (2) Los ensayos pueden considerarse una de las posibles acciones térmicas del apartado 3 de la Norma EN 1991-1-2.
- (3) Los resultados de ensayos pueden conducir a una evaluación global de la resistencia al fuego de una estructura o de una parte de ella.
- (4) Los ensayos pueden tener en cuenta las condiciones de calentamiento que tiene lugar en un incendio y las acciones mecánicas adecuadas. El resultado es el tiempo durante el que la estructura mantiene su resistencia a la acción combinada de fuego y cargas estáticas.
- (5) Los resultados de los ensayos pueden conducir a informaciones parciales más precisas respecto a una o varias etapas de los modelos de cálculo antes mencionados.
- (6) Una información parcial puede ser referente al aislamiento térmico de una losa, el campo de temperaturas en un perfil o el tipo de fallo de un elemento estructural.
- (7) Los ensayos sólo pueden llevarse a cabo tras mínimo de 5 meses después del hormigonado.

### **I.2 Ensayo para una evaluación global**

- (1) El cálculo de la probeta ensayada y las acciones mecánicas aplicadas pueden reflejar las condiciones de uso.
- (2) Los ensayos realizados sobre la base del incendio normalizado de acuerdo con las normas del CEN pueden considerarse que cumplen la regla antes mencionada.
- (3) Los resultados obtenidos sólo pueden utilizarse para las condiciones específicas del ensayo, si existe, para el campo de aplicación acordado en las normas del CEN.

### **I.3 Ensayo para la información parcial**

- (1) La probeta ensayada puede diseñarse según el tipo de información parcial esperada.
- (2) Las condiciones de ensayo pueden diferir de las condiciones de uso del elemento estructural, si esto no tiene influencia sobre la información parcial a obtener.
- (3) El uso de información parcial obtenida mediante ensayos se limita a los mismos parámetros relevantes que los estudiados durante el ensayo.
- (4) Respecto a la transferencia térmica, los resultados son válidos para el mismo tamaño de sección transversal del elemento y las mismas condiciones de calentamiento.
- (5) Respecto al mecanismo de fallo, los resultados son válidos para el mismo dimensionamiento de la estructura, o de parte de la misma, para las mismas condiciones de contorno y los mismos niveles de carga.
- (6) Los resultados de los ensayos obtenidos siguiendo las reglas anteriormente citadas se pueden utilizar en lugar de la información obtenida de los modelos de cálculo de los apartados 4.2, 4.3 y 4.4.

**Anejo 32**  
**Proyecto de estructuras mixtas**  
**hormigón-acero. Reglas para**  
**puentes**

## Contenido

<b>1</b>	<b>GENERALIDADES.....</b>	<b>1</b>
1.1.3	ALCANCE DEL ANEJO.....	1
1.2	NORMATIVA DE REFERENCIA .....	1
1.3	HIPÓTESIS .....	1
1.4	TÉRMINOS Y DEFINICIONES .....	1
1.4.1	<i>Generalidades.....</i>	<i>1</i>
1.4.2	<i>Términos y definiciones adicionales empleados en esta norma .....</i>	<i>1</i>
1.4.2.1	Elemento mixto .....	1
1.4.2.2	Conectores.....	2
1.4.2.3	Acción mixta .....	2
1.4.2.4	Viga mixta .....	2
1.4.2.5	Pilar mixto.....	2
1.4.2.6	Losa mixta.....	2
1.4.2.7	Pórtico mixto .....	2
1.4.2.8	Unión mixta .....	2
1.4.2.9	Estructura o elemento apeado .....	2
1.4.2.10	Estructura o elemento no apeado .....	2
1.4.2.11	Rigidez a flexión no fisurada .....	2
1.4.2.12	Rigidez a flexión fisurada .....	2
1.4.2.13	Pretensado.....	3
1.4.2.14	Tablero con vigas de acero embebidas.....	3
1.4.2.15	Placa mixta.....	3
1.5	NOTACIÓN.....	3
<b>2</b>	<b>BASES DE CÁLCULO.....</b>	<b>13</b>
2.1	REQUISITOS .....	13
2.2	PRINCIPIOS DEL CÁLCULO EN ESTADO LÍMITE .....	13
2.3	VARIABLES BÁSICAS .....	13
2.3.1	<i>Acciones y condiciones ambientales.....</i>	<i>13</i>
2.3.2	<i>Propiedades de los materiales y productos .....</i>	<i>13</i>
2.3.3	<i>Clasificación de las acciones .....</i>	<i>13</i>
2.4	COMPROBACIÓN POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARCIALES .....	14
2.4.1	<i>Valores de cálculo.....</i>	<i>14</i>
2.4.1.1	Valores de cálculo de las acciones.....	14
2.4.1.2	Valores de cálculo de las propiedades de los materiales o productos .....	14
2.4.1.3	Valores de cálculo de los parámetros geométricos.....	15
2.4.1.4	Resistencias de cálculo .....	15
2.4.2	<i>Combinación de acciones.....</i>	<i>15</i>
2.4.3	<i>Comprobación del equilibrio estático (EQU).....</i>	<i>15</i>
<b>3</b>	<b>MATERIALES.....</b>	<b>16</b>
3.1	HORMIGÓN .....	16
3.2	ACERO PASIVO PARA PUENTES .....	16
3.3	ACERO ESTRUCTURAL PARA PUENTES .....	16
3.4	DISPOSITIVOS DE CONEXIÓN .....	16
3.4.1	<i>Generalidades.....</i>	<i>16</i>
3.4.2	<i>Pernos conectadores.....</i>	<i>16</i>
3.5	ACERO Y DISPOSITIVOS DE PRETENSADO.....	16
3.6	CABLES Y TIRANTES DE ACERO .....	16
<b>4</b>	<b>DURABILIDAD.....</b>	<b>18</b>

4.1	GENERALIDADES .....	18
4.2	PROTECCIÓN FRENTE A LA CORROSIÓN EN EL CONTACTO HORMIGÓN-ACERO EN PUENTES .....	18
<b>5</b>	<b>ANÁLISIS ESTRUCTURAL .....</b>	<b>19</b>
5.1	MODELIZACIÓN ESTRUCTURAL PARA EL ANÁLISIS .....	19
5.1.1	<i>Modelización estructural e hipótesis básicas</i> .....	19
5.1.2	<i>Modelización de uniones</i> .....	19
5.1.3	<i>Interacción terreno-estructura</i> .....	19
5.2	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL .....	20
5.2.1	<i>Efectos de la geometría deformada de la estructura</i> .....	20
5.2.2	<i>Métodos de análisis para puentes</i> .....	20
5.3	IMPERFECCIONES .....	20
5.3.1	<i>Bases</i> .....	20
5.3.2	<i>Imperfecciones para puentes</i> .....	20
5.4	CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE LAS ACCIONES .....	21
5.4.1	<i>Método de análisis global</i> .....	21
5.4.1.1	Generalidades .....	21
5.4.1.2	Ancho eficaz de las alas para arrastre por cortante .....	22
5.4.2	<i>Análisis elástico lineal</i> .....	23
5.4.2.1	Generalidades .....	23
5.4.2.2	Retracción y fluencia .....	23
5.4.2.3	Efectos de la fisuración del hormigón .....	24
5.4.2.4	Fases y proceso constructivo .....	25
5.4.2.5	Efectos térmicos .....	25
5.4.2.6	Pretensado por deformaciones impuestas controladas .....	26
5.4.2.7	Pretensado mediante tendones .....	26
5.4.2.8	Elementos a tracción en puentes mixtos .....	26
5.4.2.9	Tableros de puentes con vigas de acero embebidas .....	27
5.4.3	<i>Análisis global no lineal para puentes</i> .....	29
5.4.4	<i>Combinación de efectos de acciones globales y locales</i> .....	29
5.5	CLASIFICACIÓN DE SECCIONES .....	29
5.5.1	<i>Generalidades</i> .....	29
5.5.2	<i>Clasificación de secciones mixtas no embebidas en hormigón</i> .....	30
5.5.3	<i>Clasificación de secciones para puentes con tablero de vigas de acero embebidas</i> .....	30
<b>6</b>	<b>ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS .....</b>	<b>32</b>
6.1	VIGAS .....	32
6.1.1	<i>Vigas en puentes – generalidades</i> .....	32
6.1.2	<i>Ancho eficaz para la comprobación de secciones</i> .....	32
6.2	RESISTENCIA DE SECCIONES DE VIGAS .....	32
6.2.1	<i>Resistencia a flexión</i> .....	32
6.2.1.1	Generalidades .....	32
6.2.1.2	Momento plástico resistente $M_{pl}$ , $R_d$ de una sección mixta .....	32
6.2.1.3	Reglas adicionales para vigas en puentes .....	34
6.2.1.4	Resistencia a flexión no lineal .....	34
6.2.1.5	Resistencia elástica a flexión .....	35
6.2.2	<i>Resistencia a cortante vertical</i> .....	36
6.2.2.1	Alcance .....	36
6.2.2.2	Resistencia plástica a cortante vertical .....	36
6.2.2.3	Resistencia a abolladura por cortante .....	36
6.2.2.4	Flexión y cortante vertical .....	37
6.2.2.5	Reglas adicionales para vigas de puentes .....	37
6.3	TABLEROS CON VIGAS DE ACERO EMBEBIDAS .....	38

6.3.1	<i>Alcance</i> .....	38
6.3.2	<i>Generalidades</i> .....	39
6.3.3	<i>Momentos flectores</i> .....	39
6.3.4	<i>Cortante vertical</i> .....	39
6.3.5	<i>Resistencia y estabilidad de las vigas de acero durante la ejecución</i> .....	40
6.4	PANDEO LATERALPOR TORSIÓN EN VIGAS MIXTAS .....	40
6.4.1	<i>Generalidades</i> .....	40
6.4.2	<i>Vigas en puentes con secciones de canto constante de Clase 1, 2 o 3</i> .....	40
6.4.3	<i>Métodos generales para pandeo de elementos y pórticos</i> .....	42
6.4.3.1	Método general.....	42
6.4.3.2	Método simplificado .....	42
6.5	ESFUERZOS TRANSVERSALES EN LAS ALMAS .....	42
6.5.1	<i>Generalidades</i> .....	42
6.5.2	<i>Pandeo inducido en el alma por las alas</i> .....	43
6.6	CONEXIÓN A RASANTE.....	43
6.6.1	<i>Generalidades</i> .....	43
6.6.1.1	Bases de cálculo .....	43
6.6.1.2	Estados límite últimos distintos del de fatiga.....	44
6.6.2	<i>Esfuerzo rasante en vigas para puentes</i> .....	44
6.6.2.1	Vigas en las que se utilice la teoría elástica o no lineal para la resistencia de las secciones.....	44
6.6.2.2	Vigas con secciones de Clase 1 o 2 en puentes .....	45
6.6.2.3	Efectos locales del esfuerzo rasante concentrado debido a la introducción de esfuerzos longitudinales .....	46
6.6.2.4	Efectos locales de los esfuerzos rasantes concentrados en cambios bruscos de sección .....	47
6.6.3	<i>Pernos conectadores en losas macizas y hormigón de revestimiento</i> .....	48
6.6.3.1	Resistencia de cálculo .....	48
6.6.3.2	Influencia de la tracción en la resistencia a rasante .....	48
6.6.4	<i>Pernos que producen rotura en la dirección del espesor de la losa</i> .....	49
6.6.5	<i>Definición de los detalles de proyecto de la conexión a rasante e influencia de la ejecución</i> ..	49
6.6.5.1	Resistencia a la separación.....	49
6.6.5.2	Recubrimiento y hormigonado de puentes.....	49
6.6.5.3	Armadura local de la losa .....	50
6.6.5.4	Nervios distintos de los constituidos por chapa nervada .....	50
6.6.5.5	Espaciamiento de los conectadores .....	51
6.6.5.6	Dimensiones del ala de acero.....	51
6.6.5.7	Pernos conectadores .....	51
6.6.6	<i>Rasante en losas de hormigón</i> .....	52
6.6.6.1	Generalidades .....	52
6.6.6.2	Resistencia a rasante de cálculo.....	53
6.6.6.3	Armadura transversal mínima.....	53
6.7	PILARES MIXTOS Y ELEMENTOS MIXTOS A COMPRESIÓN.....	54
6.7.1	<i>Generalidades</i> .....	54
6.7.2	<i>Método general de cálculo</i> .....	55
6.7.3	<i>Método simplificado de cálculo</i> .....	56
6.7.3.1	Generalidades y alcance.....	56
6.7.3.2	Resistencia de las secciones .....	57
6.7.3.3	Resistencia a flexión efectiva, coeficiente de contribución del acero y esbeltez relativa .....	59
6.7.3.4	Métodos de análisis e imperfecciones de los elementos .....	60
6.7.3.5	Resistencia de elementos comprimidos .....	61
6.7.3.6	Resistencia de los elementos a flexión compuesta .....	63
6.7.3.7	Flexión compuesta esviada .....	63
6.7.4	<i>Conexión a rasante e introducción de cargas</i> .....	64
6.7.4.1	Generalidades .....	64

6.7.4.2	Introducción de las cargas .....	64
6.7.4.3	Rasante exterior al área de introducción de cargas .....	67
6.7.5	<i>Disposiciones sobre la definición de los detalles de proyecto</i> .....	68
6.7.5.1	Recubrimiento de hormigón para perfiles de acero y armaduras .....	68
6.7.5.2	Armadura longitudinal y transversal .....	68
6.8	FATIGA .....	69
6.8.1	<i>Generalidades</i> .....	69
6.8.2	<i>Coefficientes parciales para la evaluación de la fatiga en puentes</i> .....	69
6.8.3	<i>Resistencia a fatiga</i> .....	69
6.8.4	<i>Esfuerzos y cargas de fatiga</i> .....	70
6.8.5	<i>Tensiones</i> .....	71
6.8.5.1	Generalidades .....	71
6.8.5.2	Hormigón .....	71
6.8.5.3	Acero estructural .....	71
6.8.5.4	Armadura pasiva .....	71
6.8.5.5	Conexión a rasante .....	72
6.8.5.6	Tensiones en las armaduras pasivas y activas de elementos pretensados mediante tendones adherentes .....	72
6.8.6	<i>Rango de tensiones</i> .....	72
6.8.6.1	Acero estructural y armadura .....	72
6.8.6.2	Conexión a rasante .....	73
6.8.7	<i>Evaluación de la fatiga basada en rangos de tensión nominal</i> .....	74
6.8.7.1	Acero estructural, armadura pasiva y hormigón .....	74
6.8.7.2	Conexión a rasante .....	74
6.9	ELEMENTOS A TRACCIÓN EN PUENTES MIXTOS .....	75
<b>7</b>	<b>ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO</b> .....	<b>77</b>
7.1	GENERALIDADES .....	77
7.2	TENSIONES .....	77
7.2.1	<i>Generalidades</i> .....	77
7.2.2	<i>Limitación de las tensiones en puentes</i> .....	78
7.2.3	<i>Respiración del alma</i> .....	78
7.3	DEFORMACIONES EN PUENTES .....	78
7.3.1	<i>Flechas</i> .....	78
7.3.2	<i>Vibraciones</i> .....	78
7.4	FISURACIÓN DEL HORMIGÓN .....	79
7.4.1	<i>Generalidades</i> .....	79
7.4.2	<i>Armadura mínima</i> .....	79
7.4.3	<i>Control de la fisuración producida por cargas directas</i> .....	81
7.5	TABLEROS CON VIGAS DE ACERO EMBEBIDAS .....	82
7.5.1	<i>Generalidades</i> .....	82
7.5.2	<i>Fisuración del hormigón</i> .....	82
7.5.3	<i>Armadura mínima</i> .....	83
7.5.4	<i>Control de la fisuración producida por cargas directas</i> .....	83
<b>8</b>	<b>LOSAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO EN PUENTES MIXTOS</b> .....	<b>84</b>
8.1	GENERALIDADES .....	84
8.2	ACCIONES .....	84
8.3	CÁLCULO, ANÁLISIS Y DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE PROYECTO DE LAS LOSAS DE PUENTES .....	84
8.4	SUPERFICIE DE CONTACTO ENTRE LA VIGA DE ACERO Y LA LOSA DE HORMIGÓN .....	84
8.4.1	<i>Sistemas de apoyo y tolerancias</i> .....	84
8.4.2	<i>Corrosión</i> .....	84

8.4.3	<i>Conexión a rasante y armadura pasiva transversal.....</i>	<i>85</i>
<b>9</b>	<b>PLACAS MIXTAS EN PUENTES .....</b>	<b>86</b>
9.1	GENERALIDADES .....	86
9.2	CÁLCULO DE EFECTOS LOCALES.....	86
9.3	CÁLCULO DE EFECTOS GLOBALES .....	86
9.4	CÁLCULO DE LOS CONECTADORES .....	87
<b>APENDICE C.....</b>		<b>89</b>
C.1	RESISTENCIA DE CÁLCULO Y DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE PROYECTO .....	89
C.2	RESISTENCIA A FATIGA.....	91

## **1 Generalidades**

### **1.1 Alcance del Anejo**

(1) Este anejo proporciona las reglas de cálculo de puentes mixtos y elementos mixtos de puentes, adicionales a las reglas generales del Anejo 30 del Código Estructural. Los puentes atirantados no están completamente cubiertos en esta parte.

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

Apartado 1: Generalidades

Apartado 2: Bases de cálculo

Apartado 3: Materiales

Apartado 4: Durabilidad

Apartado 5: Análisis estructural

Apartado 6: Estados límite últimos

Apartado 7: Estados límite de servicio

Apartado 8: Tableros con losas prefabricadas de hormigón

Apartado 9: Placas mixtas en puentes

(3) Únicamente se dan disposiciones para pernos conectadores soldados.

### **1.2 Normativa de referencia**

Las normas citadas en este anejo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 del Código Estructural.

### **1.3 Hipótesis**

(1) Además de las hipótesis generales de del Anejo 18, son de aplicación las hipótesis dadas en las cláusulas 1.3 de los Anejos 19 y 22 del Código Estructural .

### **1.4 Términos y Definiciones**

#### **1.4.1 Generalidades**

(1) Son de aplicación los términos y definiciones recogidos en los apartados 1.4 de los Anejos 18, 19 y 22 del Código Estructural.

#### **1.4.2 Términos y definiciones adicionales empleados en esta norma**

##### **1.4.2.1 Elemento mixto**

Elemento estructural con componentes de hormigón y de acero estructural o conformado en frío, unidos mediante conectadores para limitar el desplazamiento longitudinal entre hormigón y acero y la separación de un componente respecto del otro.

#### **1.4.2.2 Conectores**

Interconexión entre los componentes de hormigón y acero de un elemento mixto que tenga la suficiente resistencia y rigidez para que los dos componentes puedan calcularse como partes de un elemento estructural único.

#### **1.4.2.3 Acción mixta**

Comportamiento que aparece después de que la conexión se haga efectiva debido al endurecimiento del hormigón.

#### **1.4.2.4 Viga mixta**

Elemento mixto solicitado principalmente a flexión.

#### **1.4.2.5 Pilar mixto**

Elemento mixto solicitado principalmente a compresión o a flexión compuesta.

#### **1.4.2.6 Losa mixta**

Losa en la que inicialmente se utilizan chapas nervadas como encofrado perdido y en adelante, combinadas estructuralmente con el hormigón endurecido, actúan como una armadura de tracción en el forjado terminado.

#### **1.4.2.7 Pórtico mixto**

Estructura aporticada en la que alguno o todos los elementos son mixtos y la mayoría de los restantes son elementos de acero estructural.

#### **1.4.2.8 Unión mixta**

Unión entre un elemento mixto y otro elemento mixto, de acero u hormigón armado, en el que se tiene en cuenta el armado en el cálculo de la resistencia y la rigidez de la unión.

#### **1.4.2.9 Estructura o elemento apeado**

Estructura o elemento en el que el peso de los elementos de hormigón se aplica a los elementos de acero, que están apoyados a lo largo del vano, o que se soporta independientemente hasta que los elementos de hormigón son capaces de resistir esfuerzos.

#### **1.4.2.10 Estructura o elemento no apeado**

Estructura o elemento en el que el peso de los elementos de hormigón se aplica sobre los elementos de acero sin que estos estén apoyados a lo largo del vano.

#### **1.4.2.11 Rigidez a flexión no fisurada**

Rigidez  $E_a I_1$  de una sección de un elemento mixto donde  $I_1$  es la inercia del área de la sección eficaz equivalente de acero calculada bajo la hipótesis de que el hormigón traccionado no está fisurado.

#### **1.4.2.12 Rigidez a flexión fisurada**

Rigidez  $E_a I_2$  de una sección de un elemento mixto donde  $I_2$  es la inercia del área de la sección eficaz equivalente de acero despreciando el hormigón traccionado pero incluyendo la armadura.

### 1.4.2.13 Pretensado

Proceso de aplicar un esfuerzo de compresión a la parte de hormigón de un elemento mixto, producido mediante tendones o por deformaciones impuestas.

### 1.4.2.14 Tablero con vigas de acero embebidas

Tablero compuesto por una losa de hormigón armado y vigas de acero laminado o soldado parcialmente embebidas en el hormigón y cuya ala inferior está al nivel de la base de la losa.

### 1.4.2.15 Placa mixta

Elemento mixto compuesto por una chapa inferior de acero conectada con una losa de hormigón, en el que tanto la longitud como la anchura son mucho mayores que el espesor de la placa mixta.

## 1.5 Notación

Para los fines de esta Norma, son de aplicación los siguientes símbolos.

Letras latinas mayúsculas

$A$	Área eficaz de la sección mixta despreciando el hormigón traccionado
$A_a$	Área de la sección de acero estructural
$A_b$	Área de la armadura pasiva transversal inferior
$A_{bh}$	Área de la armadura transversal inferior en un nervio
$A_c$	Área de la sección de hormigón
$A_{ct}$	Área de la zona traccionada del hormigón
$A_{fc}$	Área del ala comprimida
$A_p$	Área de armadura activa
$A_s$	Área de armadura pasiva
$A_{sf}$	Área de armadura pasiva transversal
$A_t$	Área de armadura transversal superior
$A_v$	Área de cortante de una sección de acero estructural
$A_l$	Área cargada bajo la cartela
$E_a$	Módulo de elasticidad del acero estructural
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidad efectivo del hormigón
$E_{cm}$	Módulo de elasticidad secante del hormigón
$E_s$	Valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura pasiva
$(EA)_{eff}$	Rigidez longitudinal efectiva del hormigón fisurado
$(EI)_{eff}$	Rigidez a flexión efectiva para el cálculo de la esbeltez relativa

---

$(EI)_{eff,II}$	Rigidez a flexión efectiva para su uso en el análisis de segundo orden
$(EI)_2$	Rigidez a flexión fisurada para el ancho unitario de la losa de hormigón o mixta
$F_d$	Componente en la dirección de la viga de acero de la fuerza de proyecto de un tendón adherente o no adherente aplicado después de que la conexión se haya hecho efectiva
$F_l$	Esfuerzo longitudinal de cálculo por perno
$F_t$	Esfuerzo transversal de cálculo por perno
$F_{ten}$	Esfuerzo de tracción de cálculo por perno
$G_a$	Módulo de rigidez transversal del acero estructural
$G_c$	Módulo de rigidez transversal del hormigón
$I$	Inercia de la sección mixta efectiva despreciando el hormigón traccionado
$I_a$	Inercia de la sección de acero estructural
$I_{at}$	Módulo de torsión de Saint Venant de la sección de acero estructural
$I_c$	Inercia de la sección de hormigón no fisurado
$I_{eff}$	Inercia efectiva del área de las vigas embebidas
$I_s$	Inercia de la armadura pasiva
$I_1$	Inercia de la sección efectiva homogeneizada suponiendo que el hormigón traccionado no está fisurado
$I_2$	Inercia de la sección efectiva homogeneizada despreciando el hormigón traccionado pero incluyendo la armadura
$K_e, K_{e,II}$	Coeficientes de corrección para utilizar en el cálculo de pilares mixtos
$K_0$	Coeficiente de calibración a utilizar en el cálculo de pilares mixtos
$L$	Longitud; luz; luz efectiva
$L_e$	Luz equivalente
$L_i$	Luz
$L_{A-B}$	Longitud de la región inelástica entre los puntos A y B, que corresponden a $M_{el,Rd}$ y $M_{Ed,max}$ , respectivamente.
$L_v$	Longitud del conector
$M$	Momento flector
$M_a$	Contribución de la sección de acero estructural al momento plástico resistente de cálculo de la sección mixta
$M_{a,Ed}$	Momento flector de cálculo aplicado a la sección de acero estructural
$M_{b,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente a pandeo de una viga mixta
$M_{c,Ed}$	Parte del momento flector de cálculo que actúa sobre la sección mixta

---

$M_{cr}$	Momento elástico crítico para el pandeo lateral de una viga mixta
$M_{Ed}$	Momento flector de cálculo
$M_{Ed,max,f}$	Momento flector máximo o esfuerzo debido a cargas de fatiga
$M_{Ed,min,f}$	Momento flector mínimo debido a cargas de fatiga
$M_{el,Rd}$	Valor de cálculo del momento elástico resistente de la sección mixta
$M_{f,Rd}$	Momento resistente de cálculo para el apartado 5.8 del Anejo 25
$M_{max,Rd}$	Valor máximo de cálculo del momento resistente en presencia de una fuerza de compresión simple
$M_{perm}$	Momento flector pésimo para la combinación característica
$M_{pl,a,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico de la sección de acero estructural
$M_{pl,N,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico de la sección mixta teniendo en cuenta la fuerza de compresión simple
$M_{pl,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico de la sección mixta con conexión total a rasante
$M_{pl,y,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico en el eje y-y de la sección mixta con conexión total a rasante
$M_{pl,z,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico en el eje z-z de la sección mixta con conexión total a rasante
$M_{Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente de la sección mixta
$M_{Rk}$	Valor característico del momento resistente de la sección o unión mixta
$M_{y,Ed}$	Momento flector de cálculo aplicado a la sección mixta en el eje y-y
$M_{z,Ed}$	Momento flector de cálculo aplicado a la sección mixta en el eje z-z
$N$	Fuerza de compresión normal; número de ciclos de carga-descarga; número de conectadores
$N_a$	Valor de cálculo de la fuerza normal en la sección de acero estructural de una viga mixta
$N_c$	Valor de cálculo de la fuerza de compresión normal en el ala de hormigón
$N_{cd}$	Valor de cálculo de la fuerza de compresión en la losa de hormigón correspondiente a $M_{Ed,max}$
$N_{c,f}$	Valor de cálculo de la fuerza de compresión normal en el ala de hormigón con conexión total a rasante
$N_{c,el}$	Fuerza de compresión normal en el ala de hormigón correspondiente a $M_{el,Rd}$
$N_{cr,eff}$	Carga crítica elástica de un pilar mixto correspondiente a la rigidez efectiva a flexión
$N_{cr}$	Fuerza normal crítica elástica

---

$N_{c1}$	Valor de cálculo de la fuerza normal calculada para la introducción de cargas
$N_{Ed}$	Valor de cálculo de la fuerza de compresión normal
$N_{Ed, serv}$	Fuerza normal del elemento de hormigón traccionado para ELS
$N_{Ed, ult}$	Fuerza normal del elemento de hormigón traccionado para ELU
$N_{G, Ed}$	Valor de cálculo de la parte constante de la fuerza de compresión normal
$N_{pl, a}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección de acero estructural a la fuerza normal
$N_{pl, Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección mixta a la fuerza de compresión normal
$N_{pl, Rk}$	Valor característico de la resistencia plástica de la sección mixta a la fuerza de compresión normal
$N_{pm, Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia del hormigón a la fuerza de compresión normal
$N_R$	Número ciclos de carga-descarga
$N_s$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la armadura de acero a la fuerza normal
$N_{sd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la armadura de acero a la fuerza normal de tracción
$N_{s, el}$	Fuerza de tracción en la losa de hormigón fisurada correspondiente al $M_{el, Rd}$ teniendo en cuenta los efectos de la rigidez a tracción
$P_{Ed}$	Fuerza longitudinal en un conector a distancia $x$ del alma más cercana
$P_{l, Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conector aislado correspondiente a $F_l$
$P_{Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conector aislado
$P_{Rk}$	Valor característico de la resistencia a cortante de un conector aislado
$P_{t, Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conector aislado correspondiente a $F_t$
$V_{a, Ed}$	Valor de cálculo de la fuerza cortante que actúa sobre la sección de acero estructural
$V_{b, Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a la abolladura por cortante de un alma de acero
$V_{c, Ed}$	Valor de cálculo del esfuerzo cortante que actúa sobre la sección de hormigón armado de una viga embebida
$V_{Ed}$	Valor de cálculo del esfuerzo cortante que actúa sobre la sección mixta
$V_L$	Fuerza rasante que actúa en la superficie de contacto entre hormigón y acero en el ala

$V_{L,Ed}$	Fuerza rasante que actúa en la longitud $L_{A-B}$ en la región inelástica
$V_{pl,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección mixta a cortante vertical
$V_{pl,a,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección de acero estructural a cortante vertical
$V_{p,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia de la losa mixta a punzonamiento
$V_{Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia de la sección mixta a cortante vertical

## Letras latinas minúsculas

$a$	Espaciamiento entre vigas paralelas; diámetro o ancho; distancia
$a_w$	Proyección del ala de acero fuera del alma de la viga
$b$	Ancho del ala de la sección metálica; ancho de la losa, mitad de la distancia entre almas adyacentes o distancia entre el alma y el borde libre del ala
$b_{eff}$	Ancho total eficaz
$b_{eff,1}$	Ancho eficaz en el centro de un vano apoyado en ambos extremos
$b_{eff,2}$	Ancho eficaz en un apoyo interior
$b_{ei}$	Ancho del ala de hormigón a cada lado de su alma, ancho eficaz del ala inferior mixta de una sección cajón
$b_f$	Ancho del ala de la sección de acero
$b_i$	Ancho geométrico del ala de hormigón a cada lado del alma
$b_0$	Distancia entre centros de conectadores exteriores; ancho medio de la costilla de hormigón (mínimo ancho para perfiles laminados con entrantes); ancho del nervio
$c$	Ancho del lado exterior del ala de acero; perímetro efectivo de las barras de armadura
$c_{st}$	Recubrimiento de hormigón sobre las vigas de acero en tableros con vigas de acero embebidas
$c_y, c_z$	Espesor del recubrimiento de hormigón
$d$	Canto del alma de la sección de acero estructural; diámetro del vástago de un perno conectador; diámetro total de una sección circular hueca metálica; diámetro mínimo transversal de un pilar
$d_{do}$	Diámetro del anillo de soldadura de un perno conectador
$d_s$	Distancia entre la armadura de acero traccionada a la fibra extrema de la losa mixta comprimida; distancia entre la armadura longitudinal traccionada y el centro de gravedad de la sección de la viga metálica
$e_D$	Distancia al borde

---

$e_d$	O $2e_h$ o $2e_v$
$e_g$	Hueco entre la armadura y la chapa de unión en un extremo en una columna mixta
$e_h$	Distancia lateral desde el punto de aplicación de la fuerza $F_d$ al alma de acero correspondiente, si $F_d$ se aplica a la losa de hormigón
$e_v$	Distancia vertical desde el punto de aplicación de la fuerza $F_d$ al plano de conexión a rasante correspondiente, si $F_d$ se aplica al elemento de acero
$f_{cd}$	Valor de cálculo de la resistencia a compresión cilíndrica del hormigón de acuerdo con 2.4.1.2
$f_{ck}$	Valor característico de la resistencia a compresión cilíndrica del hormigón a 28 días
$f_{cm}$	Valor medio de la resistencia a compresión cilíndrica medida del hormigón
$f_{ct,eff}$	Valor medio de la resistencia a tracción efectiva del hormigón
$f_{ctm}$	Valor medio de la resistencia a tracción del hormigón
$f_{ct,0}$	Resistencia de referencia del hormigón traccionado
$f_{1ctm}$	Valor medio de la resistencia a tracción del hormigón ligero
$f_{pd}$	Tensión límite de los tendones de pretensado de acuerdo con el apartado 3.3.3 de Anejo 19
$f_{pk}$	Valor característico del límite elástico de los tendones de pretensado
$f_{sd}$	Valor de cálculo del límite elástico de la armadura pasiva
$f_{sk}$	Valor característico del límite elástico de la armadura pasiva
$f_u$	Resistencia a tracción última específica
$f_y$	Valor nominal del límite elástico del acero estructural
$f_{yd}$	Valor de cálculo del límite elástico del acero estructural
$h$	Canto total; espesor
$h_a$	Canto de la sección de acero estructural
$h_c$	Espesor del ala de hormigón
$h_n$	Posición de la fibra neutra
$h_s$	Espesor entre los centros de gravedad de las alas de la sección de acero estructural
$h_{sc}$	Altura nominal total de un perno conectador
$k$	Coeficiente de amplificación para efectos de segundo orden; coeficiente; coeficiente empírico para la resistencia a cortante de cálculo
$k_c$	Coeficiente
$k_s$	Coeficiente de minoración de la resistencia a cortante de un perno conectador

---

$k_\phi$	Parámetro
$k_1$	Rigidez a flexión la losa de hormigón fisurada
$k_2$	Rigidez a flexión del alma
$l_0$	Longitud de introducción de la carga
$m$	Pendiente de la curva de resistencia a fatiga; coeficiente empírico para la resistencia a cortante de cálculo
$n$	Coeficiente de homogeneización; número de conectadores
$n_L$	Coeficiente de homogeneización dependiente del tipo de carga
$n_0$	Coeficiente de homogeneización para cargas a edad temprana
$n_{0G}$	Coeficiente de homogeneización (módulo de cortante) para cargas a edad temprana
$n_{tot}$	Véase 9.4
$n_{LG}$	Coeficiente de homogeneización (módulo de cortante) para cargas diferidas
$n_w$	Véase 9.4
$r$	Relación entre momentos últimos
$s$	Espaciamiento longitudinal entre centros de conectadores
$s_f$	Distancia libre entre alas superiores de las vigas de acero de tableros con vigas de acero embebidas
$s_t$	Espaciamiento transversal entre centros de conectadores
$s_w$	Espaciamiento de las almas de las vigas de acero en tableros con vigas de acero embebidas
$t$	Edad; espesor
$t_f$	Espesor del ala de acero de las vigas de acero de un tablero con vigas de acero embebidas
$t_w$	Espesor del alma de la sección de acero estructural
$t_0$	Edad de carga
$v_{Ed}$	Tensión de rasante de cálculo
$v_{L,Ed}$	Esfuerzo rasante de cálculo por unidad de longitud en la superficie de contacto entre hormigón y acero
$v_{L,Ed,max}$	Máximo esfuerzo rasante de cálculo por unidad de longitud en la superficie de contacto entre hormigón y acero
$w_k$	Valor de cálculo del ancho de fisura
$x$	Distancia de un conectador al alma más cercana
$x_{pl}$	Distancia entre la fibra neutra plástica y la fibra extrema de la losa de hormigón comprimida

$y$	Eje de la sección paralelo a las alas
$z$	Eje de la sección perpendicular a las alas; brazo mecánico
$z_0$	Distancia vertical

## Letras mayúsculas griegas

$\Delta\sigma$	Rango de tensiones
$\Delta\sigma_c$	Valor de referencia para la resistencia a fatiga en 2 millones de ciclos
$\Delta\sigma_E$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante
$\Delta\sigma_{E, glob}$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante debidas a efectos globales
$\Delta\sigma_{E, loc}$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante debidas a efectos locales
$\Delta\sigma_{E, 2}$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante para 2 millones de ciclos
$\Delta\sigma_s$	Aumento de tensión en el acero de la armadura pasiva debido a la rigidez a tracción del hormigón
$\Delta\sigma_{s, equ}$	Rango de tensiones de daño equivalente
$\Delta\tau$	Rango de tensiones tangenciales por cargas de fatiga
$\Delta\tau_c$	Valor de referencia de la resistencia a fatiga en 2 millones de ciclos
$\Delta\tau_E$	Rango de tensiones de amplitud constante equivalente
$\Delta\tau_{E, 2}$	Rango de tensiones tangenciales de amplitud constante equivalente relacionado a 2 millones de ciclos
$\Delta\tau_R$	Resistencia a fatiga por tensiones tangenciales
$\psi$	Coeficiente

## Letras minúsculas griegas

$\alpha$	Coeficiente; parámetro, véase el apartado 6.4.2 (6)
$\alpha_{cr}$	Coeficiente por el que tendría que multiplicarse el valor de cálculo de las cargas para provocar inestabilidad elástica.
$\alpha_M$	Coeficiente correspondiente a la flexión de un pilar mixto
$\alpha_{M, y}, \alpha_{M, z}$	Coeficiente correspondiente a la flexión de un pilar mixto alrededor del eje $y - y$ y del eje $z - z$ respectivamente
$\alpha_{st}$	Relación
$\beta$	Coeficiente; Parámetro de transformación, Mitad del ángulo de difusión del esfuerzo rasante $V_l$ en la losa de hormigón

$\gamma_C$	Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón
$\gamma_F$	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones, considerando también las incertidumbres del modelo y variaciones dimensionales
$\gamma_{Ff}$	Coeficiente parcial de seguridad para el rango de tensiones equivalentes de amplitud constante
$\gamma_M$	Coeficiente parcial de seguridad para las propiedades del material, considerando también las incertidumbres del modelo y variaciones de dimensiones
$\gamma_{M0}$	Coeficiente parcial de seguridad para el acero estructural aplicado a la resistencia de las secciones, véase el Anejo 22 del Código Estructural, apartado 6.1 (1)
$\gamma_{M1}$	Coeficiente parcial de seguridad para el acero estructural aplicado a la resistencia a inestabilidad de los elementos evaluada mediante comprobación de los elementos, véase el Anejo 22 del Código Estructural, apartado 6.1(1).
$\gamma_{Mf}$	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a fatiga
$\gamma_{Mf,s}$	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a fatiga de pernos sometidos a cortante
$\gamma_P$	Coeficiente parcial de seguridad para el pretensado
$\gamma_S$	Coeficiente parcial de seguridad para el acero pasivo
$\gamma_V$	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a cortante de los pernos
$\delta$	Coeficiente; coeficiente de contribución del acero; flecha central
$\delta_{uk}$	Valor característico de la capacidad de deslizamiento
$\varepsilon$	$\sqrt{235/f_y}$ , donde $f_y$ está en $N/mm^2$
$\eta_a, \eta_{ao}$	Coeficientes relacionados con el confinamiento del hormigón
$\eta_c, \eta_{co}, \eta_{cL}$	Coeficientes relacionados con el confinamiento del hormigón
$\theta$	Ángulo
$\lambda, \lambda_V$	Coeficientes de daño equivalente
$\lambda_{V,1}$	Coeficiente a emplear en la determinación del coeficiente de daño equivalente $\lambda_V$ para pernos a cortante
$\lambda_{glob}, \lambda_{loc}$	Coeficientes de daño equivalente para efectos globales y locales, respectivamente
$\bar{\lambda}$	Esbeltez relativa
$\bar{\lambda}_{LT}$	Esbeltez relativa para pandeo lateral
$\mu$	Coeficiente de rozamiento; coeficiente nominal
$\mu_d$	Coeficiente relacionado con el cálculo a flexocompresión y flexión uniaxial
$\mu_{dy}, \mu_{dz}$	Coeficiente $\mu_d$ relacionado con el plano de flexión

$\nu_a$	Módulo de Poisson para acero estructural
$\rho$	Parámetro relacionado con la resistencia a flexión de cálculo reducida contando con el cortante vertical
$\rho_s$	Parámetro; cuantía de armadura
$\sigma_{c,Rd}$	Resistencia local de cálculo del hormigón
$\sigma_{ct}$	Tensión de tracción en la fibra extrema del hormigón
$\sigma_{max,f}$	Tensión máxima debida a cargas de fatiga
$\sigma_{min,f}$	Tensión mínima debida a cargas de fatiga
$\sigma_{s,max,f}$	Tensión máxima en la armadura debida al momento flector $M_{Ed,max,f}$
$\sigma_{s,min,f}$	Tensión mínima en la armadura debida al momento flector $M_{Ed,min,f}$
$\sigma_s$	Tensión en la armadura traccionada
$\sigma_{s,max}$	Tensión en la armadura debida al momento flector $M_{max}$
$\sigma_{s,max,0}$	Tensión en la armadura debida al momento flector $M_{max}$ , despreciando el hormigón traccionado
$\sigma_{s,0}$	Tensión en la armadura traccionada despreciando la rigidez a tracción del hormigón
$\tau_{Rd}$	Resistencia a cortante de cálculo
$\phi$	Diámetro de una barra de acero para armar; coeficiente de impacto de daño equivalente
$\phi^*$	Diámetro de una barra de acero para armar
$\varphi_t$	Coeficiente de fluencia
$\varphi(t, t_0)$	Coeficiente de fluencia; fluencia definida entre los tiempos $t$ y $t_0$ , relacionada con la deformación elástica a los 28 días
$\chi$	Coeficiente de reducción para pandeo por flexión
$\chi_{LT}$	Coeficiente de reducción para pandeo lateral
$\psi_L$	Coeficiente de envejecimiento

## **2 Bases de cálculo**

### **2.1 Requisitos**

(1) El cálculo de estructuras mixtas debe ser acorde con las reglas generales recogidas en el Anejo 18.

(2) También deben aplicarse las disposiciones adicionales para estructuras mixtas recogidas en este Apartado.

(3) Se considerará que la estructura mixta cumple los requisitos básicos del Apartado 2 del Anejo 18 cuando se apliquen conjuntamente los siguientes requisitos:

- cálculo en estado límite junto con el método de los coeficientes parciales de acuerdo con el Anejo 18,
- acciones acordes con la reglamentación específica vigente.
- combinación de acciones de acuerdo con el Anejo 18 y
- resistencia, durabilidad y servicio de acuerdo con este anejo.

### **2.2 Principios del cálculo en estado límite**

(1) Para estructuras mixtas, deben considerarse las etapas correspondientes en el proceso constructivo.

### **2.3 Variables básicas**

#### **2.3.1 Acciones y condiciones ambientales**

(1) Las acciones a utilizar en el cálculo se obtendrán de la reglamentación específica vigente.

(2) En la comprobación de las chapas de acero para encofrados, debe tenerse en cuenta el aumento del espesor del hormigón por efecto de la deformación del encofrado.

#### **2.3.2 Propiedades de los materiales y productos**

(1) Salvo que se indique lo contrario en este anejo o en el Anejo 30, las acciones producidas por el comportamiento del hormigón al evolucionar en el tiempo deben obtenerse del Anejo 19.

#### **2.3.3 Clasificación de las acciones**

(1) Los efectos de la retracción y la fluencia del hormigón y los cambios de temperatura no uniformes producen esfuerzos en las secciones y curvaturas y deformaciones en los elementos longitudinales; los efectos que se producen sobre estructuras isostáticas e hiperestáticas, cuando no se considera la compatibilidad de deformaciones, deben clasificarse como efectos primarios.

(2) En las estructuras hiperestáticas, los efectos primarios de retracción, fluencia y térmicos están asociados a efectos de acciones adicionales de forma que los efectos totales sean compatibles; éstos deben clasificarse como efectos secundarios y considerarse como acciones indirectas.

## 2.4 Comprobación por el método de los coeficientes parciales

### 2.4.1 Valores de cálculo

#### 2.4.1.1 Valores de cálculo de las acciones

(1) Para el pretensado mediante deformaciones impuestas controladas, por ejemplo mediante gatos en los apoyos, el coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_p = 1,0$  debe especificarse para los estados límite últimos teniendo en cuenta los efectos favorables y los desfavorables.

#### 2.4.1.2 Valores de cálculo de las propiedades de los materiales o productos

(1) Salvo que se requiera una estimación elevada de la resistencia, los coeficientes parciales deben aplicarse sobre las resistencias características inferiores o nominales.

(2) Para hormigón, debe aplicarse el coeficiente parcial  $\gamma_c$ . La resistencia de cálculo a compresión debe obtenerse mediante:

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c \quad (2.1)$$

donde el valor característico  $f_{ck}$  debe obtenerse del apartado 3.1 para hormigón convencional y del apartado 11.3 para hormigón ligero, ambos del Anexo 19.

NOTA: El valor de  $\gamma_c$  es el utilizado en el Anejo 19.

(3) Para armaduras, debe aplicarse un coeficiente parcial  $\gamma_s$ .

NOTA: El valor de  $\gamma_s$  es el utilizado en el Anejo 19.

(4) Para acero estructural, chapas de acero y elementos de conexión de acero, deben aplicarse los coeficientes parciales  $\gamma_M$ . Salvo que se indique lo contrario, el coeficiente parcial del acero estructural debe tomarse como  $\gamma_{M0}$ .

NOTA: Los valores de  $\gamma_M$  son los dados en el Anejo 29.

(5) Para conectadores, debe aplicarse el coeficiente parcial  $\gamma_V = 1,25$ .

(6) En puentes, para la comprobación a fatiga de los pernos conectadores, deben aplicarse los coeficientes parciales  $\gamma_{Mf}$  y  $\gamma_{Mf,s} = 1,0$ .

NOTA: El valor de  $\gamma_{Mf}$  es el utilizado en el Anejo 29.

#### **2.4.1.3 Valores de cálculo de los parámetros geométricos**

(1) Los datos geométricos para secciones y sistemas pueden tomarse de las Normas Armonizadas Europeas para productos o de los planos constructivos y pueden emplearse como valores nominales.

#### **2.4.1.4 Resistencias de cálculo**

(1) Para estructuras mixtas, las resistencias de cálculo deben determinarse de acuerdo con las expresiones (6.6a) o (6.6c) del Anejo 18.

#### **2.4.2 Combinación de acciones**

(1) Los formatos generales para la combinación de acciones se dan en el apartado 6 del Anejo 18

(2) Para puentes, las combinaciones de acciones se dan en la reglamentación específica vigente.

#### **2.4.3 Comprobación del equilibrio estático (EQU)**

(1) El formato de fiabilidad para la comprobación del equilibrio estático en puentes, como se define en la reglamentación específica vigente, también se aplica a las situaciones de proyecto equivalentes a (EQU), por ejemplo, para el cálculo de anclajes de sujeción o para la comprobación del levantamiento de los apoyos de vigas continuas.

### **3 Materiales**

#### **3.1 Hormigón**

(1) Salvo que se indique lo contrario en este Anejo, las propiedades deben obtenerse de acuerdo con el apartado 3.1 del Anejo 19 para hormigón convencional y el apartado 11.3 del Anejo 19 para hormigón ligero.

(2) Este Anejo no cubre el cálculo de estructuras mixtas con hormigón de resistencia inferior a  $25 \text{ N/mm}^2$  ( $f_{ck}$  y  $f_{ctk}$ ) y superior a  $60 \text{ N/mm}^2$  ( $f_{ck}$  y  $f_{ctk}$ ).

(3) La retracción del hormigón debe determinarse teniendo en cuenta la humedad del ambiente, las dimensiones del elemento y la composición del hormigón.

#### **3.2 Acero pasivo para puentes**

(1) Las propiedades deben obtenerse de acuerdo con el apartado 3.2 del Anejo 19, salvo el apartado 3.2.4, donde se aplicará en el Anejo 21.

(2) Para estructuras mixtas, el valor de cálculo del módulo de elasticidad  $E_s$  puede tomarse igual al valor dado para el acero estructural en el apartado 3.2.6 del Anejo 22 del Código Estructural.

(3) Las características de ductilidad deben cumplir con el apartado 3.2.4 del Anejo 21.

#### **3.3 Acero estructural para puentes**

(1) Las propiedades deben obtenerse de acuerdo con el Anejo 29.

(2) Las reglas de este anejo son de aplicación para el acero estructural de límite elástico no superior a  $460 \text{ N/mm}^2$ .

#### **3.4 Dispositivos de conexión**

##### **3.4.1 Generalidades**

(1) Para los requisitos de los elementos de unión y materiales de soldadura debe remitirse al Anejo 26.

##### **3.4.2 Pernos conectadores**

(1) Se remite a UNE-EN ISO 13918.

#### **3.5 Acero y dispositivos de pretensado**

(1) Se remite a los apartados 3.3 y 3.4 del Anejo 19.

#### **3.6 Cables y tirantes de acero**

(1) Se remite a la normativa específica vigente.

**Comentarios:**

Los cables y tirantes de acero quedan fuera del ámbito del Código Estructural. En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1993-1-11 proporciona reglas de proyecto para estructuras con estos elementos.

## **4 Durabilidad**

### **4.1 Generalidades**

(1) Se deben seguir las prescripciones correspondientes recogidas en el Código Estructural.

(2) La definición de los detalles de proyecto de los conectadores debe ser acorde con el apartado 6.6.5.

### **4.2 Protección frente a la corrosión en el contacto hormigón-acero en puentes**

(1) La protección frente a la corrosión del ala de acero debe introducirse al menos 50 mm en la superficie de contacto hormigón-acero. Véase el apartado 8 para reglas adicionales para puentes con losas prefabricadas.

## **5 Análisis estructural**

### **5.1 Modelización estructural para el análisis**

#### **5.1.1 Modelización estructural e hipótesis básicas**

(1) El modelo estructural y las hipótesis básicas deben escogerse de acuerdo con el apartado 5.1.1 del Anejo 18 y deben adecuarse las comportamiento esperado de las secciones, elementos, uniones y aparatos de apoyo.

(2) El apartado 5 es de aplicación a los puentes mixtos en los que la mayoría de los elementos y uniones son de acero estructural o mixtos. Cuando el comportamiento estructural sea esencialmente el de una estructura de hormigón armado o pretensado, con sólo algunos elementos mixtos, el análisis global se debe realizar de acuerdo con el Anejo 21.

(3) El análisis de placas mixtas debe ser acorde con el apartado 9.

#### **5.1.2 Modelización de uniones**

(1) Los efectos del comportamiento de las uniones en la distribución de esfuerzos y momentos en una estructura y las deformaciones totales de la estructura, normalmente pueden despreciarse, pero deberán tenerse en cuenta cuando dichos efectos sean significativos (como en el caso de uniones semirrígidas), véase el apartado 8 y el Anejo 26.

(2) Para identificar dónde debe tenerse en cuenta el comportamiento de las uniones en el análisis, debe distinguirse entre los tres siguientes tipos de uniones, véase el apartado 8.2 y el apartado 5.1.1 del Anejo 26:

- flexible, en la que debe suponerse que la unión no transmite momentos flectores;
- rígida, en la que la rigidez y/o resistencia de la unión permite un perfecto empotramiento de los elementos considerados en el análisis;
- semirrígida, en la que se debe tener en cuenta el comportamiento de la unión en el análisis.

(3) En estructuras de puentes no deben utilizarse uniones mixtas semirrígidas.

#### **5.1.3 Interacción terreno-estructura**

(1) Deben tenerse en cuenta las características de deformabilidad de los apoyos allí donde sean relevantes.

##### **Comentarios:**

En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1997-1 recoge las bases generales para los aspectos geotécnicos del proyecto de las obras de edificación y obra civil.

(2) Donde se deban tener en cuenta los asientos y no se hayan especificado valores de cálculo, deberán emplearse valores del asiento previsto estimados adecuadamente.

(3) Normalmente pueden despreciarse los efectos de los asientos en los estados límite últimos (que no sean de fatiga) en elementos mixtos en los que todas las secciones sean de clase 1 o 2 y la resistencia a flexión no esté condicionada por el pandeo lateral por torsión.

## 5.2 Estabilidad estructural

### 5.2.1 Efectos de la geometría deformada de la estructura

(1) Los efectos de las acciones pueden determinarse utilizando:

- un análisis de primer orden, empleando la geometría inicial de la estructura, o
- un análisis de segundo orden, teniendo en cuenta la influencia de la deformación de la estructura.

(2) Deben considerarse los efectos de la geometría deformada (efectos de segundo orden) si incrementan significativamente los efectos de las acciones o modifican significativamente el comportamiento estructural.

(3) El análisis de primer orden puede utilizarse si el aumento de los correspondientes esfuerzos o momentos provocados por las deformaciones obtenidas mediante este mismo análisis de primer orden es inferior al 10%. Puede suponerse que se cumple esta condición si se satisface el siguiente criterio:

$$\alpha_{cr} \geq 10 \quad (5.1)$$

donde:

$\alpha_{cr}$  es el coeficiente por el que debería multiplicarse la carga de cálculo para producir inestabilidad elástica.

(4) En la determinación de la rigidez de la estructura, deben tenerse en cuenta, de forma apropiada, la fisuración y la fluencia del hormigón y el comportamiento de las uniones.

### 5.2.2 Métodos de análisis para puentes

(1) Para estructuras de puentes se aplica el apartado 5.2.2 del Anejo 29.

## 5.3 Imperfecciones

### 5.3.1 Bases

(1) Deben incorporarse al análisis estructural las consideraciones adecuadas para abarcar los efectos de las imperfecciones, incluyendo las tensiones residuales y las imperfecciones geométricas como la falta de verticalidad, de rectitud, de planeidad, de ajuste y las inevitables excentricidades menores presentes en las uniones de la estructura sin cargar.

(2) La forma considerada de las imperfecciones debe tener en cuenta el modo de pandeo elástico de la estructura o elemento en el plano de pandeo considerado, en la dirección y forma más desfavorables.

### 5.3.2 Imperfecciones para puentes

(1) Las imperfecciones geométricas equivalentes deben emplearse con valores que reflejen los posibles efectos de las imperfecciones del sistema así como las imperfecciones de los elementos, excepto en aquellos casos en que estos efectos ya se consideran incluidos en la fórmula de resistencia.

(2) Las imperfecciones y las fuerzas transversales de cálculo consideradas para la estabilización de pórticos transversales deben calcularse de acuerdo con los apartados 5.3 y 6.3.4.2 del Anejo 29, respectivamente.

(3) Para pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos, siempre deben considerarse las imperfecciones de los elementos cuando se compruebe la estabilidad de un elemento con la longitud de acuerdo con los apartados 6.7.3.6 o 6.7.3.7. Los valores de cálculo de la flecha inicial deben tomarse de la Tabla A32.6.5.

(4) Las imperfecciones de los elementos de acero comprimidos deben considerarse de acuerdo con el apartado 5.3 del Anejo 30 del Código Estructural.

## **5.4 Cálculo de los efectos de las acciones**

### **5.4.1 Método de análisis global**

#### **5.4.1.1 Generalidades**

(1) Los efectos de las acciones pueden calcularse mediante un análisis elástico global, incluso cuando la resistencia de una sección se basa en criterios plásticos o no lineales.

(2) El análisis elástico global debe emplearse en los estados límite de servicio, con las correcciones apropiadas para los efectos no lineales, como la fisuración del hormigón.

(3) Debe emplearse el análisis elástico global para la comprobación del estado límite de fatiga.

(4) Los efectos del arrastre por cortante y la abolladura deben considerarse si afectan sustancialmente al análisis global.

(5) Los efectos de la abolladura de los elementos de acero deben tenerse en cuenta en la elección del método de análisis mediante la clasificación de las secciones, véase el apartado 5.5.

(6) Los efectos sobre la rigidez de la abolladura en los elementos de acero pueden ignorarse en las secciones mixtas normales. Para secciones de Clase 4, véase el apartado 2.2 del Anejo 25 del Código Estructural.

(7) Deben considerarse los efectos sobre el análisis global de los deslizamientos de los tornillos en los taladros y deformaciones similares en los dispositivos de conexión.

(8) Salvo que se emplee un análisis no lineal, se pueden despreciar los efectos de los deslizamientos y la separación en el contacto entre acero y hormigón para el cálculo de esfuerzos y momentos, cuando los conectadores se dispongan de acuerdo con el apartado 6.6.

(9) Para situaciones de proyecto transitorias durante las fases de construcción, puede emplearse un análisis global no fisurado y una distribución del ancho eficaz acorde con el apartado 5.4.1.2(4).

**5.4.1.2 Ancho eficaz de las alas para arrastre por cortante**

(1) Se deberá tener en cuenta la flexibilidad de las alas de acero u hormigón afectadas por el cortante en su plano (arrastre por cortante), bien a través de un análisis riguroso o bien mediante el empleo de un ancho eficaz del ala.

(2) Los efectos del arrastre por cortante en los elementos de chapa de acero deben considerarse de acuerdo con el apartado 5.2.1(5) del Anejo 22 del Código Estructural.

(3) El ancho eficaz de las alas de hormigón debe determinarse de acuerdo con las siguientes prescripciones.

(4) Cuando se utilice un análisis elástico global, se puede suponer un ancho eficaz constante en cada vano completo. Este valor puede tomarse como el  $b_{eff,1}$  correspondiente al centro del vano si éste está apoyado en sus dos extremos, o como el  $b_{eff,2}$  calculado en el apoyo si se trata de un voladizo.

(5) En centro de vano o en un apoyo intermedio, el ancho eficaz total  $b_{eff}$ , véase Figura A32.5.1, puede determinarse como:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (5.3)$$

donde:

$b_0$  es la distancia entre centros de los conectadores extremos;

$b_{ei}$  es el valor del ancho eficaz del ala de hormigón a cada lado del alma y tomado como  $L_e/8$  (pero no mayor que el ancho geométrico  $b_i$ ). El valor  $b_i$  deberá tomarse como la distancia del conectador exterior al punto medio entre almas adyacentes, medido a media altura del ala de hormigón, salvo en un extremo libre, en el que  $b_i$  será la distancia al extremo libre de la sección. La longitud  $L_e$  se tomará como la distancia aproximada entre puntos de momento flector nulo. Para las típicas vigas mixtas continuas donde la envolvente de momentos de varias combinaciones de cargas determina el cálculo y para ménsulas,  $L_e$  podrá suponerse como se muestra en la Figura A32.5.1.

(6) El ancho eficaz en un apoyo extremo podrá determinarse como:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (5.4)$$

con:

$$\beta_i = \left( 0,55 + \frac{0,025L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0 \quad (5.5)$$

donde:

$b_{ei}$  es el ancho eficaz, véase (5), del vano exterior en centro de vano y  $L_e$  es la luz equivalente del vano exterior de acuerdo con la Figura A32.5.1.

(7) La distribución del ancho eficaz entre apoyos y entorno al centro de vano podrá suponerse como se indica en la Figura A32.5.1.

(8) La distribución transversal de las tensiones debidas al arrastre por cortante puede tomarse de acuerdo con el apartado 3.2.2 del Anejo 25 tanto para las alas de hormigón como para las de acero.

(9) Para secciones con momentos flectores resultantes de la flexión general de la viga principal y de flexiones locales (por ejemplo, en celosías mixtas con acciones directas

sobre los cordones entre nudos), se deberán utilizar los anchos eficaces correspondientes, en cada caso, al sistema de la viga principal y los sistemas locales se podrán utilizar para los momentos flectores que corresponda.

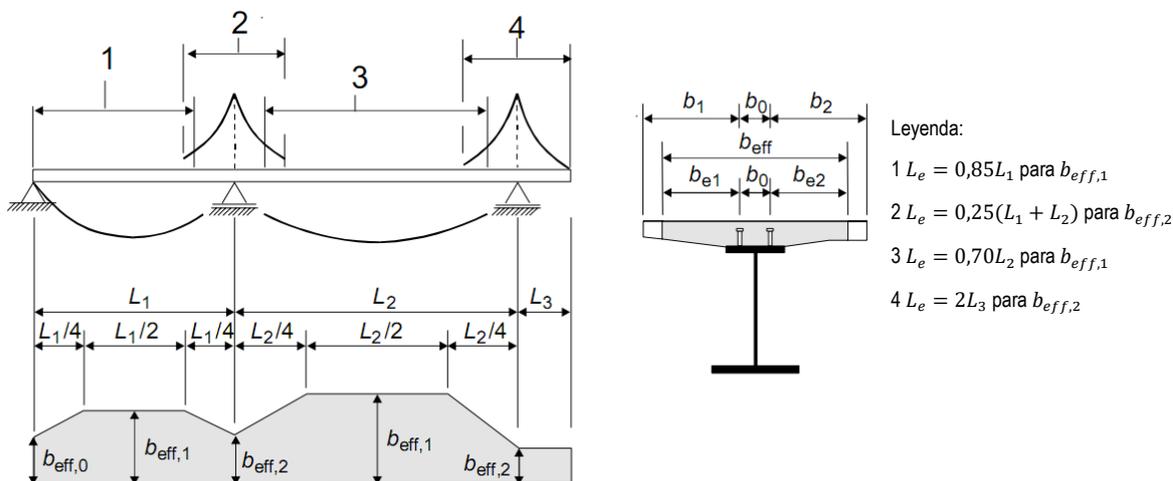


Figura A32.5.1: Luces equivalentes para el ancho eficaz del ala de hormigón

## 5.4.2 Análisis elástico lineal

### 5.4.2.1 Generalidades

(1) Deben considerarse los efectos de la fisuración del hormigón, la fluencia y la retracción, el proceso constructivo y el pretensado.

### 5.4.2.2 Retracción y fluencia

(1) Deben considerarse adecuadamente los efectos de la fluencia y la retracción del hormigón.

(2) Salvo para elementos con ambas alas mixtas, los efectos de la fluencia se pueden considerar a través de coeficientes de homogeneización  $n_L$  para el hormigón. Los coeficientes de homogeneización vienen dados en función del tipo de carga (subíndice L) por:

$$n_L = n_0(1 + \Psi_L \varphi_t) \tag{5.6}$$

donde:

$n_0$  es el coeficiente de homogeneización  $E_a/E_{cm}$  para cargas a edades tempranas;

$E_{cm}$  es el módulo de elasticidad secante del hormigón para cargas a edades tempranas de acuerdo con la Tabla A19.3.1 o la Tabla A19.11.3.1 del Anejo 19;

$\varphi_t$  es el coeficiente de fluencia  $\varphi(t, t_0)$  de acuerdo con el apartado 3.1.4 o 11.3.3 del Anejo 19, dependiente de la edad del hormigón en el momento considerado ( $t$ ) y de la edad de introducción de la carga ( $t_0$ );

$\Psi_L$  es el coeficiente de envejecimiento en función del tipo de carga, que se toma como 1,1 para cargas permanentes, 0,55 para efectos isostáticos e hiperestáticos de la retracción y 1,5 para pretensado por deformaciones impuestas.

(3) Para cargas permanentes en estructuras mixtas ejecutadas en varias fases, se puede emplear un valor medio  $t_0$  en la determinación del coeficiente de fluencia. Esta hipótesis también puede emplearse para pretensado por deformaciones impuestas si la edad de todo el hormigón en los vanos en estudio en el momento del tesado es superior a 14 días.

(4) Para la retracción, normalmente se debe suponer una edad de carga de un día.

(5) Cuando se empleen losas prefabricadas o cuando el pretensado de la losa de hormigón se haya realizado antes de que la conexión se haya hecho efectiva, deben emplearse el coeficiente de fluencia y los valores de retracción correspondiente al instante en el que se haya hecho efectiva la acción mixta.

(6) En los puentes en los que la distribución del momento flector a  $t_0$  se vea sustancialmente modificada por la fluencia, por ejemplo en vigas continuas de estructuras con mezcla de vanos mixtos y no mixtos, deben considerarse los efectos hiperestáticos debidos a la fluencia y variables en el tiempo, salvo en un análisis global en estado límite último para elementos con todas las secciones de Clase 1 o 2 y en los que no se necesite considerar el pandeo lateral por torsión. Para los efectos hiperestáticos variables en el tiempo, el coeficiente de homogeneización puede determinarse con un coeficiente de envejecimiento  $\Psi_L$  de 0,55.

(7) Deben tenerse en cuenta los efectos isostáticos e hiperestáticos producidos por la retracción y la fluencia del ala de hormigón. Los efectos de la retracción y la fluencia del hormigón pueden despreciarse en el análisis cuando se comprueben estados límite últimos (salvo el de fatiga) en elementos mixtos con todas sus secciones de Clase 1 o 2 y en los que no sea necesario considerar el pandeo lateral; para estados límite de servicio, véase el apartado 7.

(8) En las zonas en las que se considere que la losa de hormigón está fisurada, pueden despreciarse los efectos primarios debidos a la retracción en el cálculo de los efectos secundarios.

(9) En columnas mixtas y elementos a compresión, deben considerarse los efectos de la fluencia de acuerdo con el apartado 6.7.3.4(2).

(10) Para doble acción mixta con ambas alas no fisuradas (por ejemplo, en caso de pretensado), los efectos de la retracción y la fluencia deben determinarse por métodos más precisos.

(11) La rigidez a torsión de Saint Venant de las vigas cajón debe calcularse para una sección homogeneizada en la que el espesor de la losa de hormigón se reduce mediante el coeficiente de homogeneización  $n_{0G} = G_a/G_c$  donde  $G_a$  y  $G_c$  son los módulos de rigidez transversal del acero estructural y el hormigón, respectivamente. Los efectos de la fluencia deben considerarse de acuerdo con (2) con el coeficiente de homogeneización  $n_{LG} = n_{0G}(1 + \Psi_L \varphi_t)$ .

#### **5.4.2.3 Efectos de la fisuración del hormigón**

(1) Deben considerarse adecuadamente los efectos de la fisuración del hormigón.

(2) Puede utilizarse el siguiente método para la determinación de los efectos de la fisuración en vigas mixtas con alas de hormigón. Primero deben calcularse las envolventes de los esfuerzos para la combinación característica, incluyendo los efectos

diferidos, véase el apartado 6.5.3 del Anejo 18, empleando la rigidez a flexión  $E_a I_1$  de las secciones no fisuradas. Esto se define como “análisis con secciones no fisuradas”.

En las zonas en las que la tensión de tracción en la fibra extrema del hormigón debida a la envolvente de efectos globales alcance un valor superior al doble de la resistencia  $f_{ctm}$  o  $f_{1ctm}$ , véase la Tabla A19.3.1 o Tabla A19.11.3.1 del Anejo 19, la rigidez debe reducirse a  $E_a I_2$ , véase el apartado 1.4.2.12. Esta distribución de rigideces puede emplearse para estados límite últimos y para estados límite de servicio. Entonces, se debe determinar una nueva distribución de esfuerzos, y deformaciones si es necesario, mediante un nuevo análisis. Esto se define como “análisis con secciones fisuradas”.

(3) Podrá aplicarse el siguiente método simplificado para vigas mixtas continuas con alas de hormigón no pretensadas sobre la sección metálica, incluyendo las vigas de pórticos intraslacionales. Cuando todas las relaciones de longitud de vanos continuos adyacentes (más cortas/más largas) sean al menos 0,6, el efecto de la fisuración podrá tenerse en cuenta aplicando una rigidez a flexión  $E_a I_2$  en el 15% de la luz a cada lado de cada apoyo intermedio y aplicando los valores no fisurados  $E_a I_1$  en el resto.

(4) El efecto de la fisuración del hormigón en la rigidez a flexión de los pilares mixtos y los elementos comprimidos deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.7.3.4.

(5) Salvo que se emplee un método más preciso, en tableros de vigas múltiples en los que los elementos mixtos transversales no estén sometidos a fuerzas de tracción, puede suponerse que estos elementos transversales no están fisurados.

(6) La rigidez a torsión de las vigas cajón debe calcularse para una sección homogeneizada. En las zonas en las que se suponga que la losa de hormigón está fisurada a causa de la flexión, el cálculo debe realizarse suponiendo un espesor de la losa reducido a la mitad, salvo que el efecto de la fisuración se evalúe de forma más precisa.

(7) Para estados límite últimos, deben considerarse los efectos de la fisuración sobre los esfuerzos rasantes en la superficie de contacto entre las secciones de acero y hormigón, de acuerdo con el apartado 6.6.2.

(8) Para estados límite de servicio, los esfuerzos rasantes en el contacto entre las secciones de acero y hormigón deben calcularse mediante un análisis de secciones no fisuradas. Si, por el contrario, se tienen en cuenta los efectos de la fisuración, debe considerarse la rigidización a tracción (tension stiffening) y la sobrerresistencia del hormigón traccionado.

#### 5.4.2.4 Fases y proceso constructivo

(1) Deberá realizarse un análisis apropiado para cubrir los efectos de la ejecución por fases, incluyendo cuando sea necesario los efectos separados de las acciones aplicadas al acero estructural y a los elementos total o parcialmente mixtos.

(2) Los efectos del proceso constructivo podrán despreciarse en el análisis en los estados límite últimos distintos del de fatiga, para elementos mixtos cuyas Clases sean 1 o 2 y no sea necesario considerar el pandeo lateral.

#### 5.4.2.5 Efectos térmicos

(1) Deberán tenerse en cuenta los efectos debidos a la temperatura de acuerdo con la reglamentación específica vigente.

(2) Los efectos térmicos normalmente se podrán despreciar en el análisis de los estados límite últimos, que no sean el de fatiga, para elementos mixtos cuyas secciones sean de Clase 1 o 2 y no sea necesario considerar el pandeo lateral.

(3) Como simplificación en el análisis global y para la determinación de tensiones en estructuras mixtas, se podrá tomar un valor del coeficiente de dilatación térmica para el acero estructural de  $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ . Para el cálculo de alargamientos y acortamientos del puente, debe tomarse un coeficiente de dilatación térmica de  $12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  para todos los materiales de la estructura.

#### **5.4.2.6 Pretensado por deformaciones impuestas controladas**

(1) Cuando se realiza un pretensado por deformaciones impuestas controladas (por ejemplo con gatos en los apoyos), los efectos de las posibles variaciones de los valores hipotéticos de las deformaciones impuestas y las rigideces sobre los esfuerzos deberán considerarse en el análisis de los estados límite últimos y de servicio.

(2) Salvo que se aplique un método más preciso para la determinación de esfuerzos, los valores característicos de las acciones indirectas debidas a deformaciones impuestas podrán calcularse con los valores característicos o nominales de las propiedades de los materiales y de las deformaciones impuestas, si dichas deformaciones impuestas son controladas.

#### **5.4.2.7 Pretensado mediante tendones**

(1) Los esfuerzos producidos por el pretensado con tendones adherentes deben determinarse de acuerdo con el apartado 5.10.2 del Anejo 19 teniendo en cuenta los efectos de la fluencia y la retracción del hormigón y del hormigón fisurado, cuando corresponda.

(2) En un análisis global, las fuerzas en los tendones adherentes deben tratarse como fuerzas exteriores. Para la determinación de la fuerza en tendones no adherentes permanentes, deben tenerse en cuenta las deformaciones de la estructura completa.

#### **5.4.2.8 Elementos a tracción en puentes mixtos**

(1) En esta cláusula, *elemento de hormigón a tracción* significa tanto:

(a) un elemento aislado de hormigón armado traccionado trabajando junto con un elemento traccionado de acero estructural, con conexión a rasante únicamente en los extremos del elemento, que provoca una fuerza de tracción global en el elemento de hormigón a tracción; como

(b) la parte de hormigón armado de un elemento mixto con conexión a rasante a lo largo del elemento (*un elemento mixto a tracción*) sometido a tracción longitudinal.

Ejemplos típicos son los arcos atirantados y celosías, donde los elementos de hormigón o mixtos actúan como elementos a tracción en el sistema mixto principal.

(2) Para la determinación de los esfuerzos en un elemento traccionado, deben considerarse el comportamiento no lineal debido a la fisuración del hormigón y los efectos de la rigidización a tracción (tension stiffening) del hormigón, para el análisis global de los estados límite últimos y de servicio y para el estado límite de fatiga. Deben tenerse en cuenta los efectos que resultan de la sobrerresistencia del hormigón en tracción.

(3) Para el cálculo de los esfuerzos del *elemento de hormigón a tracción*, deben tenerse en cuenta los efectos de la retracción del hormigón entre fisuras. Podrán despreciarse los efectos de la retracción autógena. Por simplificación y donde se apliquen (6) o (7), debe usarse la deformación libre por retracción del elemento no fisurado en la determinación de los efectos secundarios debidos a la retracción.

(4) Salvo que se emplee un método más preciso acorde con (2) y (3), puede utilizarse el método simplificado acorde con (5). Alternativamente, son de aplicación los métodos (6) y (7).

(5) Pueden despreciarse los efectos de la rigidización a tracción (tension stiffening) del hormigón si, en el análisis global, los esfuerzos del *elemento de hormigón a tracción* se determinan mediante un análisis de secciones no fisuradas y los esfuerzos de los elementos de acero se determinan mediante un análisis de secciones fisuradas.

(6) Los esfuerzos en arcos atirantados con *elementos aislados de hormigón armado a tracción* con conexión a rasante únicamente en los extremos del elemento pueden determinarse como sigue:

- determinación de los esfuerzos de la estructura de acero con una rigidez longitudinal efectiva  $(EA_s)_{eff}$  del elemento de hormigón fisurado a tracción de acuerdo con la ecuación (5.6-1).

$$(EA_s)_{eff} = \frac{E_s A_s}{1 - 0.35/(1 + n_0 \rho_s)} \quad (5.6-1)$$

donde  $n_0$  es el coeficiente de homogeneización para cargas en edades tempranas de acuerdo con el apartado 5.4.2.2(2),  $A_s$  es la armadura longitudinal del elemento de hormigón traccionado dentro del ancho eficaz y  $\rho_s$  es la cuantía de armadura  $\rho_s = A_s/A_c$  determinada con el área efectiva de la sección de hormigón  $A_c$ ,

- los esfuerzos axiales del elemento de hormigón a tracción  $N_{Ed, serv}$  para el estado límite de servicio y  $N_{Ed, ult}$  para el estado límite último se dan mediante

$$N_{Ed, serv} = 1,15 A_c f_{ct, eff} (1 + n_0 \rho_s) \quad (5.6-2)$$

$$N_{Ed, ult} = 1,45 A_c f_{ct, eff} (1 + n_0 \rho_s) \quad (5.6-3)$$

donde  $f_{ct, eff}$  es la resistencia a tracción efectiva del hormigón.

Salvo que se compruebe mediante métodos más precisos, la resistencia a tracción efectiva puede tomarse como  $f_{ct, eff} = 0,7 f_{ctm}$  cuando el *elemento de hormigón a tracción* esté simultáneamente trabajando como viga y sometido a efectos globales y locales combinados.

(7) Para *elementos mixtos a tracción* sometidos a esfuerzos axiales y momentos flectores, las propiedades de la sección fisurada y el axil de la parte de hormigón armado de la sección mixta deben determinarse con la rigidez longitudinal efectiva de la armadura de acuerdo con (5.6-1). Si los axiles de la parte de hormigón armado del elemento no superan los valores dados por las ecuaciones (5.6-2) y (5.6-3), estos valores deben emplearse en el cálculo. Las tensiones en la armadura pasiva deben determinarse con estas fuerzas, pero teniendo en cuenta el área real  $A_s$  de la sección de armadura.

#### 5.4.2.9 Tableros de puentes con vigas de acero embebidas

(1) Cuando la definición de los detalles de proyecto sea acorde con el apartado 6.3, podrán despreciarse los efectos del deslizamiento entre el hormigón y las vigas de acero y los efectos del arrastre por cortante en el comportamiento a flexión longitudinal. Debe despreciarse la contribución del encofrado apoyado en las vigas de acero que se convierte en parte permanente de la construcción.

(2) Cuando la distribución de las cargas aplicadas tras el endurecimiento del hormigón no sea uniforme en la dirección transversal a la luz de las vigas embebidas, el análisis deberá considerar la distribución transversal de las fuerzas debidas a la diferencia de deformación entre vigas embebidas adyacentes y de la rigidez a flexión transversal a la viga embebida, salvo que se compruebe que se obtiene una precisión suficiente con el análisis simplificado suponiendo un comportamiento rígido en la dirección transversal.

(3) Deben tenerse en cuenta los efectos descritos en (2) mediante el uso de uno de los siguientes métodos de análisis:

- modelizado mediante una losa ortótropa por abstracción de las vigas de acero
- considerando el hormigón como discontinuo formando un emparrillado con elementos que tengan rigidez a flexión y a torsión, donde la rigidez a torsión de la sección de acero pueda despreciarse. Para la determinación de los esfuerzos en la dirección transversal, la rigidez a flexión y a torsión de los elementos transversales de hormigón puede tomarse como el 50% de la rigidez no fisurada,
- métodos generales de acuerdo con el apartado 5.4.3.

El valor nominal del coeficiente de Poisson del hormigón puede tomarse como cero para los estados límite últimos y como 0,2 para los estados límite de servicio.

(4) Los esfuerzos deben determinarse mediante análisis elástico, despreciando la redistribución de esfuerzos producida por la fisuración del hormigón.

(5) Los momentos flectores negativos en apoyos intermedios de vigas continuas embebidas con sección de Clase 1 pueden redistribuirse en los estados límite últimos (salvo el de fatiga) en una cantidad no superior al 15% para tener en cuenta el comportamiento inelástico de los materiales. En todos los casos de carga, los esfuerzos deben estar en equilibrio con las cargas tras la redistribución.

(6) Los efectos de la fluencia sobre las deformaciones pueden tenerse en cuenta recurriendo al apartado 5.4.2.2. Podrán despreciarse los efectos de la retracción del hormigón.

(7) Para la determinación de flechas y contraflechas en estado límite de servicio así como para el análisis dinámico, la rigidez a flexión efectiva de los tableros de vigas embebidas puede tomarse como

$$E_a I_{eff} = 0.5(E_a I_1 + E_a I_2) \quad (5.6-4)$$

donde  $I_1$  e  $I_2$  son los valores no fisurado y fisurado de la inercia de la sección mixta sometida a flexión positiva como se define en los apartados 1.4.2.11 y 1.4.2.12. La inercia de la sección  $I_2$  debe calcularse con la sección efectiva de acero estructural, armadura y hormigón comprimido. El área de hormigón comprimido puede determinarse mediante la distribución de tensiones plástica.

(8) Pueden ignorarse las influencias de las diferencias y gradientes de temperatura, salvo para la determinación de flechas en puentes ferroviarios con o sin lecho de balasto.

### 5.4.3 *Análisis global no lineal para puentes*

- (1) Puede utilizarse un análisis no lineal. No se dan reglas de aplicación.
- (2) Debe tenerse en cuenta el comportamiento de la unión a rasante.
- (3) Deben considerarse los efectos de la geometría deformada.

### 5.4.4 *Combinación de efectos de acciones globales y locales*

- (1) Deben añadirse los efectos de las acciones globales y locales empleando un coeficiente de combinación.

En el caso de forjados de losa ortótropa de carretera serán de aplicación los criterios establecidos en el Apéndice E del Anejo 29. En otros casos los efectos locales y globales se superpondrán utilizando su valor total, salvo en el caso de que se justifique una reducción mediante un estudio específico acorde con el nivel de fiabilidad requerido.

## 5.5 **Clasificación de secciones**

### 5.5.1 *Generalidades*

- (1) El sistema de clasificación definido en el apartado 5.5.2 del Anejo 22 del Código Estructural es de aplicación en las secciones de vigas mixtas.
- (2) Una sección mixta debe clasificarse de acuerdo con la clase menos favorable de sus elementos de acero comprimidos. La clase de una sección mixta depende, normalmente, de la dirección del momento flector sobre esa sección.
- (3) Un elemento de acero arriostrado uniéndolo a un elemento de hormigón armado puede considerarse de una clase más favorable siempre que se haya demostrado que se ha producido una mejora en su comportamiento.
- (4) Para la clasificación, debe utilizarse la distribución de tensiones plástica, salvo en la frontera entre las Clases 3 y 4, donde se deberá emplear una distribución de tensiones elástica teniendo en cuenta las fases de construcción y los efectos de la retracción y la fluencia. Para la clasificación, deben emplearse los valores de cálculo de las resistencias de los materiales. Debe despreciarse el hormigón a tracción. La distribución de tensiones debe determinarse para la sección bruta del alma de acero y de las alas eficaces.
- (5) Para secciones de Clase 1 y 2 con barras traccionadas, la armadura utilizada dentro del ancho eficaz debe tener una ductilidad de Clase B o C, véase la Tabla A19.C.1 del Anejo 19. Adicionalmente, para una sección cuyo momento resistente se determine mediante los apartados 6.2.1.2, 6.2.1.3 o 6.2.1.4, debe disponerse un área mínima de armadura  $A_s$  dentro del ancho eficaz del ala de hormigón para satisfacer la siguiente condición:

$$A_s \geq \rho_s A_c \quad (5.7)$$

con

$$\rho_s = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c} \quad (5.8)$$

donde

- $A_c$  es el área eficaz del ala de hormigón;
  - $f_y$  es el valor nominal del límite elástico del acero estructural en N/mm<sup>2</sup>;
  - $f_{sk}$  es el valor característico del límite elástico del acero pasivo;
  - $f_{ctm}$  es la resistencia media a tracción del hormigón, véase la Tabla A19.3.1 o la Tabla A19.11.3.1 del Anejo 19;
  - $k_c$  es un coeficiente dado en el apartado 7.4.2;
  - $\delta$  es igual a 1,0 para secciones de Clase 2 e igual a 1,1 para secciones de Clase 1 en las que se requiera una rótula plástica.
- (6) No deben incluirse las mallas electrosoldadas en la sección eficaz, cuando se dispongan dentro de una losa de hormigón, salvo que se haya demostrado que tienen una ductilidad suficiente para asegurar que no se fracturarán frágilmente.
- (7) En un análisis global por fases de construcción, deberá tenerse en cuenta la clase de la sección de acero en la fase considerada.

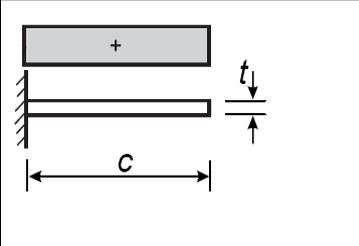
**5.5.2 Clasificación de secciones mixtas no embebidas en hormigón**

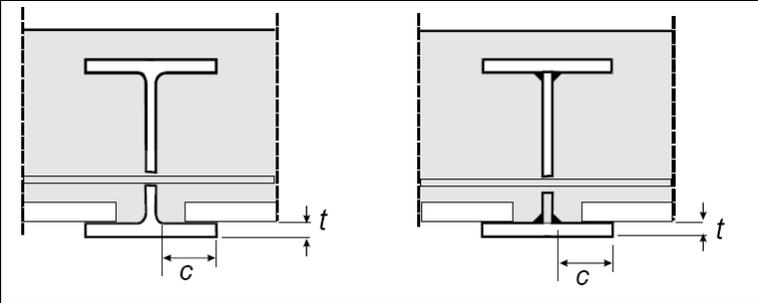
- (1) Un ala comprimida de acero que esté coaccionada a pandeo por conexión eficaz con el ala de hormigón mediante conectadores podrá suponerse de Clase 1 si el espacio entre conectadores cumple con el apartado 6.6.5.5.
- (2) La clasificación de otras alas y almas comprimidas de acero en vigas mixtas no embebidas en hormigón deberá cumplir con lo establecido en la Tabla A22.5.2 del Anejo 22 del Código Estructural. El elemento que no cumpla los límites para Clase 3 se tomará como Clase 4.
- (3) Las secciones con almas de Clase 3 y alas Clase 1 o 2 podrán tratarse como sección eficaz de Clase 2 con un alma eficaz de acuerdo con el apartado 6.2.2.4 del Anejo 22 del Código Estructural.

**5.5.3 Clasificación de secciones para puentes con tablero de vigas de acero embebidas**

- (1) El ala de acero que sobresalga de una sección mixta debe clasificarse de acuerdo con la Tabla A32.5.2.
- (2) Un alma de Clase 3 que esté embebida en hormigón puede representarse mediante un alma eficaz de la misma sección de Clase 2.

Tabla A32.5.2: Valores máximos de  $c/t$  para alas de vigas embebidas

perfil laminado	perfil armado	
-----------------	---------------	--

			Distribución de tensiones (compresión positiva)
Clase	Tipo	Límite máximo (c/t)	$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ con $f_y$ en N/mm <sup>2</sup>
1	Laminado o armado	$c/t \leq 9\varepsilon$	
2		$c/t \leq 14\varepsilon$	
3		$c/t \leq 20\varepsilon$	

## 6 Estados límite últimos

### 6.1 Vigas

#### 6.1.1 Vigas en puentes – generalidades

(1) En las vigas mixtas debe comprobarse:

- la resistencia de la sección (véanse los apartados 6.2 y 6.3)
- la resistencia a pandeo lateral por torsión (véase el apartado 6.4)
- la resistencia a la abolladura por cortante y a fuerzas aplicadas en el plano de las almas (véanse los apartados 6.2.2 y 6.5)
- la resistencia a rasante (véase el apartado 6.6)
- la resistencia a fatiga (véase el apartado 6.8).

#### 6.1.2 Ancho eficaz para la comprobación de secciones

(1) El ancho eficaz del ala de hormigón debe determinarse, para la comprobación de la sección, de acuerdo con el apartado 5.4.1.2 teniendo en cuenta la distribución del ancho eficaz entre apoyos y en las regiones de centro de vano.

### 6.2 Resistencia de secciones de vigas

#### 6.2.1 Resistencia a flexión

##### 6.2.1.1 Generalidades

(1) La resistencia a flexión de cálculo debe determinarse con la teoría rígido-plástica únicamente cuando la sección mixta eficaz sea de Clase 1 o de Clase 2 y cuando no se utilice un pretensado con tendones.

(2) El análisis elástico y la teoría no lineal para resistencia a flexión pueden aplicarse a secciones de cualquier clase.

(3) En análisis elástico y teoría no lineal, puede suponerse que la sección mixta se mantiene plana si los conectadores y la armadura transversal se calculan de acuerdo con el apartado 6.6, considerando las distribuciones adecuadas de la fuerza rasante de cálculo.

(4) Se despreciará la resistencia a tracción del hormigón.

(5) Cuando la sección de acero de un elemento mixto sea curva en planta, deben tenerse en cuenta los efectos de la curvatura.

##### 6.2.1.2 Momento plástico resistente $M_{pl,Rd}$ de una sección mixta

(1) Deben hacerse las siguientes hipótesis en el cálculo de  $M_{pl,Rd}$ :

- a) hay una adherencia perfecta entre el acero estructural, la armadura y el hormigón;
- b) el área eficaz del elemento de acero estructural se carga hasta su límite elástico de cálculo  $f_{yd}$  en tracción o compresión;
- c) las áreas eficaces de la armadura longitudinal a tracción y a compresión se cargan hasta su límite elástico de cálculo  $f_{sd}$  de tracción o compresión.

Alternativamente, puede despreciarse la armadura comprimida de una losa de hormigón.

- d) El área eficaz del hormigón comprimido resiste una tensión de  $0,85f_{cd}$ , constante en todo el canto entre la fibra neutra plástica y la fibra más comprimida de hormigón, donde  $f_{cd}$  es la resistencia de cálculo a compresión del hormigón en probeta cilíndrica.

Las distribuciones de tensiones plásticas típicas se muestran en la Figura A32.6.2.

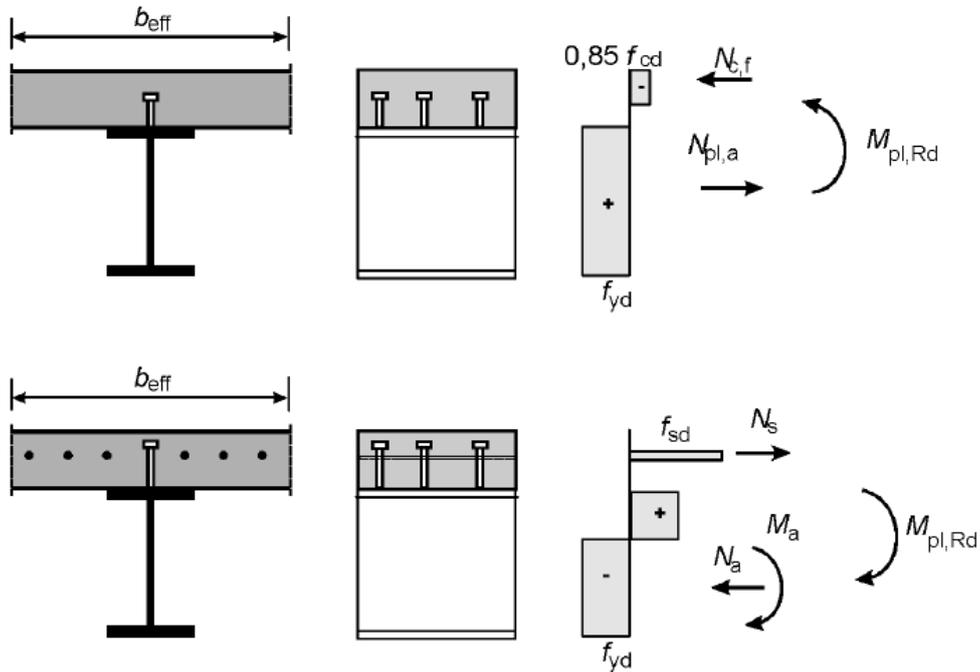


Figura A32.6.2: Ejemplos de distribuciones de tensiones plásticas en una viga mixta con una losa maciza y conexión total a rasante para flexión positiva y negativa

(2) Para secciones mixtas con acero estructural S420 o S460, donde la distancia  $x_{pl}$  entre la fibra neutra plástica y la fibra extrema de la losa de hormigón comprimida exceda el 15% del canto total  $h$  del elemento, el momento resistente de cálculo  $M_{Rd}$  debe tomarse como  $\beta M_{pl,Rd}$ , donde  $\beta$  es el factor reductor dado en la Figura A32.6.3. Para valores de  $x_{pl}/h$  superiores a 0.4, el momento flector resistente debe determinarse a partir del apartado 6.2.1.4 o 6.2.1.5.

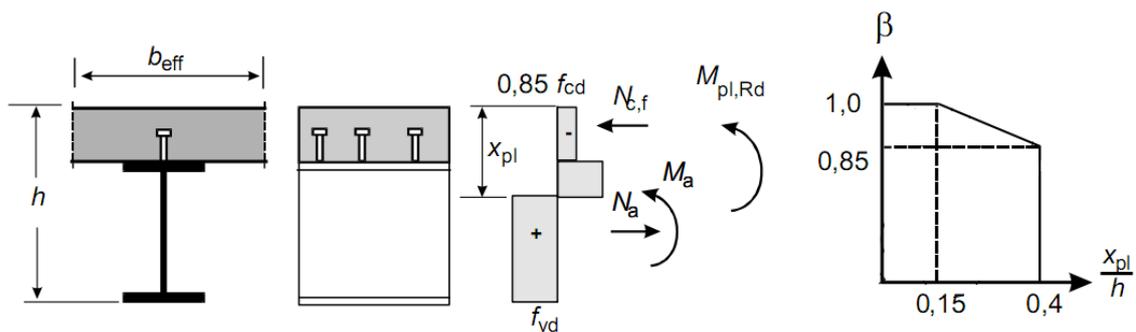


Figura A32.6.3: Factor reductor  $\beta$  para  $M_{pl,Rd}$

(3) Cuando se utilice la teoría plástica y la armadura esté traccionada, esta armadura debe ser acorde con el apartado 5.5.1(5).

### 6.2.1.3 Reglas adicionales para vigas en puentes

(1) Cuando una viga mixta esté sometida a flexión biaxial, combinación de flexión y torsión, o a efectos globales y locales combinados, debe tenerse en cuenta el apartado 6.2.1(5) del Anejo 22 del Código Estructural.

(2) Cuando se utilice el análisis elástico global en vigas continuas,  $M_{Ed}$  no debe superar  $0,9M_{pl,Rd}$  en ninguna sección de Clase 1 o 2 a flexión positiva con la losa de hormigón comprimida donde:

- la sección a flexión negativa, en o cerca de un apoyo adyacente, sea de Clase 3 o 4, y
- las relaciones de longitud de los vanos adyacentes a ese apoyo (más corta/más larga) sea inferior a 0,6.

Como alternativa, debe emplearse un análisis global que tenga en cuenta el comportamiento inelástico.

### 6.2.1.4 Resistencia a flexión no lineal

(1) Cuando la resistencia a flexión de una sección mixta se determine mediante la teoría no lineal, deben tenerse en cuenta las relaciones tensión-deformación de los materiales.

(2) Debe suponerse que la sección mixta se mantiene plana y que la deformación de la armadura adherente, tanto a tracción como a compresión, es la misma que la deformación media en el hormigón adyacente.

(3) La tensión en el hormigón comprimido debe calcularse a partir de las curvas tensión-deformación dadas en el apartado 3.1.7 del Anejo 19.

(4) Las tensiones en la armadura pasiva deben calcularse a partir de los diagramas bilineales recogidos en el apartado 3.2.7 del Anejo 19.

(5) Las tensiones en el acero estructural comprimido o traccionado deben calcularse a partir de los diagramas bilineales dados en el apartado 5.4.3(4) del Anejo 22 del Código Estructural y deben considerarse los efectos del método de construcción (por ejemplo, apeado o no apeado).

(6) Para secciones mixtas de Clase 1 o 2 con la losa de hormigón comprimida, la resistencia a flexión no lineal  $M_{Rd}$  puede determinarse como una función del axil de compresión en el hormigón  $N_c$  utilizando las expresiones simplificadas (6.2) y (6.3), como se muestra en la Figura A32.6.6:

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \frac{N_c}{N_{c,el}} \quad \text{para } N_c \leq N_{c,el} \quad (6.2)$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad \text{para } N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f} \quad (6.3)$$

con:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + kM_{c,Ed} \quad (6.4)$$

donde:

$M_{a,Ed}$  es el momento flector de cálculo aplicado en la sección de acero estructural previo al comportamiento mixto;

$M_{c,Ed}$  es la parte del momento flector de cálculo que actúa sobre la sección mixta;

$k$  es el coeficiente más bajo para el que se alcanza la tensión límite en el apartado 6.2.1.5(2); cuando se emplee un montaje no apeado, debe tenerse en cuenta la secuencia de construcción;

$N_{c,el}$  es el axil de compresión en el ala de hormigón correspondiente al momento  $M_{el,Rd}$ ;

Para secciones en las que se aplique el apartado 6.2.1.2 (2), en la expresión (6.3) y en la Figura A32.6.6, en vez de  $M_{pl,Rd}$ , debe utilizarse el valor reducido  $\beta M_{pl,Rd}$ .

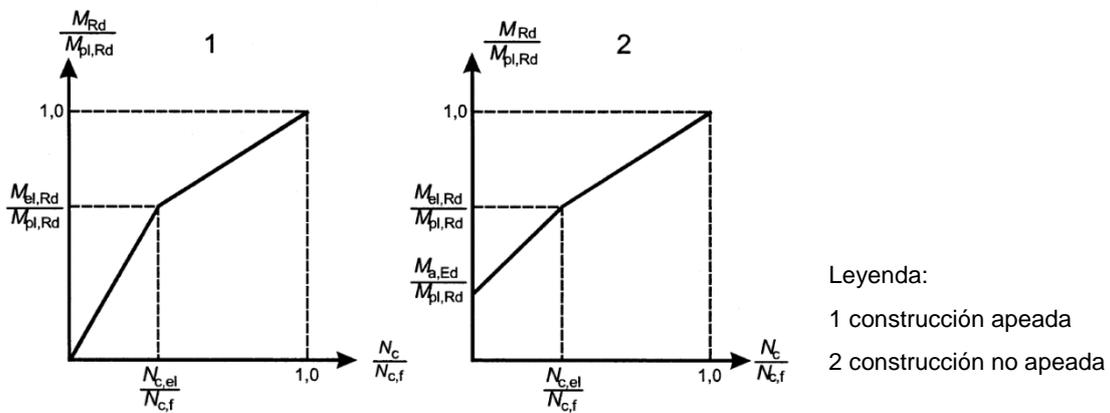


Figura A32.6.6: Relación simplificada entre  $M_{Rd}$  y  $N_c$  para secciones con la losa de hormigón comprimida

(7) Donde se determine la resistencia a flexión de la sección mixta mediante la teoría no lineal, la tensión en el acero de pretensar debe calcularse con las curvas del Anejo apartado 3.3.6 del Anejo 19. Debe tenerse en cuenta la deformación inicial de los tendones de pretensado cuando se esté evaluando la tensión en los tendones.

6.2.1.5 Resistencia elástica a flexión

(1) Las tensiones deben calcularse mediante la teoría elástica usando un ancho eficaz del ala de hormigón de acuerdo con el apartado 6.1.2. Para secciones de Clase 4, la sección eficaz de acero estructural debe determinarse de acuerdo con el apartado 4.3 del Anejo 25 del Código Estructural.

(2) En el cálculo de la resistencia elástica a flexión basada en la sección eficaz, la tensión limitante debe tomarse como:

- $f_{cd}$  en el hormigón comprimido;
- $f_{yd}$  en el acero estructural comprimido o traccionado;
- $f_{sd}$  en la armadura traccionada o comprimida. Alternativamente, puede despreciarse la armadura comprimida en una losa de hormigón.

(3) Las tensiones debidas a las acciones sobre la estructura de acero deben añadirse a las tensiones debidas a las acciones sobre el elemento mixto.

- (4) Salvo que se emplee un método más preciso, debe tenerse en cuenta el efecto de la fluencia utilizando un coeficiente de homogeneización acorde con el apartado 5.4.2.2.
- (5) En secciones con hormigón a tracción que se supone fisurado, pueden despreciarse las tensiones debidas a efectos primarios (isostáticos) de retracción.
- (6) Las alas comprimidas deben comprobarse a pandeo lateral por torsión de acuerdo con 6.4.
- (7) Para puentes mixtos con secciones de Clase 4 calculados de acuerdo con el apartado 4 del Anejo 25 del Código Estructural, la suma de las tensiones de las distintas fases de construcción y uso, calculadas sobre secciones brutas, debe emplearse para el cálculo de la sección eficaz de acero en el instante considerado. Estas secciones eficaces deben emplearse para la comprobación de las tensiones en la sección mixta en las distintas fases de construcción y uso.
- (8) En el cálculo de la resistencia elástica a flexión basado en la sección eficaz, la tensión limitante en los tendones de pretensado debe tomarse como  $f_{pd}$  de acuerdo con el apartado 3.3.6 del Anejo 19. Debe tenerse en cuenta la tensión debida a la deformación inicial en los tendones de pretensado de acuerdo con el apartado 5.10.8 del Anejo 19.
- (9) Se podrá emplear tanto el método expuesto en los apartados 6.2.1.5 (7) y 6.2.1.5 (8), relativo al ancho eficaz, como el método alternativo de tensiones reducidas expuesto en el apartado 10 del Anejo 25 del Código Estructural.

## **6.2.2 Resistencia a cortante vertical**

### **6.2.2.1 Alcance**

- (1) El apartado 6.2.2 es de aplicación sobre vigas mixtas con secciones de acero estructural laminado o soldado de alma llena, que puede estar rigidizada.

### **6.2.2.2 Resistencia plástica a cortante vertical**

- (1) La resistencia a cortante vertical  $V_{pl,Rd}$  debe tomarse como la resistencia de la sección de acero estructural  $V_{pl,a,Rd}$  salvo que se haya establecido un valor para la contribución de la parte de hormigón armado de la viga.
- (2) La resistencia plástica a cortante de cálculo  $V_{pl,a,Rd}$  de la sección de acero estructural debe determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.6 del Anejo 22 del Código Estructural.

### **6.2.2.3 Resistencia a abolladura por cortante**

- (1) La resistencia a abolladura por cortante  $V_{b,Rd}$  de un alma de acero no embebida debe determinarse de acuerdo con el apartado 5 del Anejo 25 del Código Estructural.
- (2) No se debe tener en cuenta la contribución de la losa de hormigón, salvo que se utilice un método más preciso que el apartado 5 del Anejo 25 del Código Estructural y salvo que la conexión a rasante se calcule para la fuerza vertical correspondiente.

### 6.2.2.4 Flexión y cortante vertical

(1) Cuando la fuerza cortante vertical  $V_{Ed}$  sea superior a la mitad de la resistencia a cortante  $V_{Rd}$  dada por  $V_{pl,Rd}$  en el apartado 6.2.2.2 o por  $V_{b,Rd}$  en el apartado 6.2.2.3, tomando la que sea menor, debe considerarse su efecto sobre el momento resistente.

(2) Para secciones de Clase 1 o 2, puede tenerse en cuenta la influencia del cortante vertical en la resistencia a flexión mediante una resistencia de cálculo reducida del acero  $(1 - \rho)f_{yd}$  en el área de cortante, como se muestra en la Figura A32.6.7 donde:

$$\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2 \quad (6.5)$$

donde  $V_{Rd}$  es la resistencia a cortante vertical apropiada, determinada de acuerdo con el apartado 6.2.2.2 o 6.2.2.3.

(3) Para secciones de Clases 3 y 4, es aplicable el apartado 7.1 del Anejo 25 del Código Estructural utilizando la tensión calculada para la sección mixta.

(4) No debe tenerse en cuenta el cambio de posición de la fibra neutra plástica de la sección producido por el límite elástico reducido de acuerdo con (2) cuando se clasifique el alma de acuerdo con el apartado 5.5.

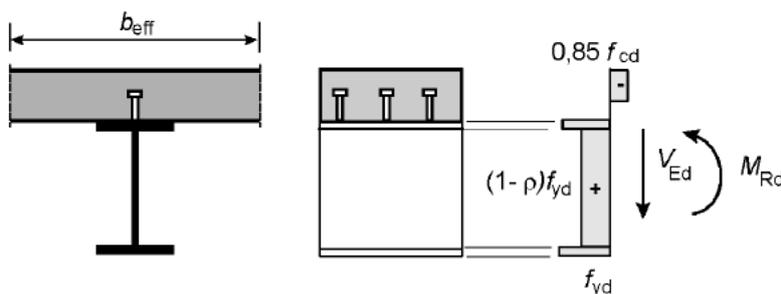


Figura A32.6.7: Distribución plástica de tensiones modificada por el efecto del cortante vertical

### 6.2.2.5 Reglas adicionales para vigas de puentes

(1) Cuando se aplique el apartado 5.4(1) del Anejo 25 del Código Estructural para una viga con un ala mixta, puede emplearse la dimensión del ala no mixta, incluso si esta es el ala de acero más larga. El esfuerzo axial  $N_{Ed}$  del apartado 5.4(2) del Anejo 25 del Código Estructural debe tomarse como el esfuerzo axial que actúa sobre la sección mixta. Para alas mixtas, debe emplearse el área eficaz.

(2) Para el cálculo de  $M_{f,Rd}$  en el apartado 7.1(1) del Anejo 25 del Código Estructural, debe emplearse la resistencia plástica a flexión de cálculo de la viga mixta excluyendo el alma de acero.

(3) Para el cortante vertical en el ala de hormigón de una sección mixta, es de aplicación el apartado 6.2.2 del Anejo 21.

Se utilizarán los valores  $C_{Rd,c} = 0,15/\gamma_C$  y  $k_1 = 0,12$  en la expresión utilizada en el apartado 6.2.2 del Anejo 19, tomando la tensión  $\sigma_{cp,0} = 1,85 \text{ N/mm}^2$ .

## 6.3 Tableros con vigas de acero embebidas

### 6.3.1 Alcance

(1) Los apartados 6.3.1 a 6.3.5 son aplicables a los tableros definidos en 1.4.2.14. En la Figura A32.6.8 se muestra una sección típica de un tablero de vigas embebidas con encofrado perdido no colaborante. No se dan reglas de aplicación para vigas completamente embebidas.

(2) Las vigas de acero pueden ser perfiles laminados o perfiles soldados con una sección constante. Para perfiles soldados, tanto el ancho de las alas como el canto del alma deben estar comprendidos entre los intervalos disponibles para perfiles laminados en H o en I.

(3) Los vanos pueden ser simplemente apoyados o continuos. Los apoyos pueden ser rectos o esviados.

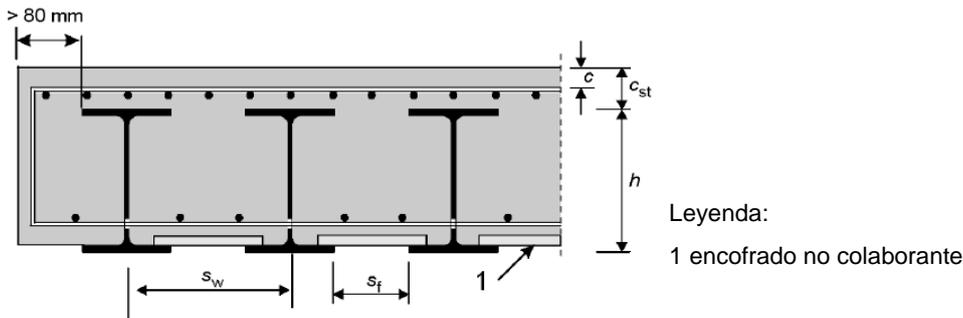


Figura A32.6.8: Sección típica de un tablero con vigas de acero embebidas

(4) Los tableros con vigas de acero embebidas deben cumplir lo siguiente:

- las vigas de acero no son curvas en planta;
- el ángulo de esviaje  $\theta$  no debe ser superior a  $30^\circ$  (el valor  $\theta = 0$  corresponde a un tablero no esviado);
- la altura nominal  $h$  de las vigas de acero cumple que:  $210 \text{ mm} \leq h \leq 1100 \text{ mm}$ ;
- la distancia  $s_w$  entre las almas de las vigas de acero no debe superar el menor de los valores  $h / 3 + 600 \text{ mm}$  o  $750 \text{ mm}$ , donde  $h$  es la altura nominal de las vigas de acero en mm;
- el recubrimiento de hormigón  $c_{st}$  sobre las vigas de acero cumple las condiciones:

$$c_{st} \geq 70 \text{ mm}, \quad c_{st} \leq 150 \text{ mm}, \quad c_{st} \leq h/3, \quad c_{st} \leq x_{pl} - t_f$$

donde  $x_{pl}$  es la distancia entre la fibra neutra plástica a flexión positiva y la fibra extrema en el hormigón comprimido, y  $t_f$  es el espesor del ala de acero;

- el recubrimiento de hormigón que cubre el lateral de las alas de acero embebidas no es inferior a 80 mm;
- la distancia libre  $s_f$  entre las alas superiores de las vigas de acero no es inferior a 150 mm para permitir el vertido y compactación del hormigón;
- la base del ala inferior de las vigas de acero no está embebida;
- una capa inferior de armadura pasiva transversal atraviesa las almas de las vigas de acero y se ancla más allá del final de las vigas de acero y al final de cada viga

de acero, de forma que se desarrolle su límite elástico de acuerdo con el apartado 8.4 del Anejo 19; se emplean barras corrugadas de acuerdo con el apartado 3.2.2 del Anejo 19 y el Apéndice C; su diámetro no es inferior a 16 mm y su espaciamiento no es superior a 300 mm;

- se utiliza hormigón de densidad normal;
- debe decaparse la superficie de las vigas de acero. La base, las superficies superiores y los bordes del ala inferior de las vigas de acero deben protegerse frente a la corrosión;
- para puentes de carreteras y ferroviarios, los huecos en las almas de las secciones de acero deben realizarse mediante taladros.

### **6.3.2 Generalidades**

- (1) Los tableros con vigas de acero embebidas deben calcularse a estado límite último de acuerdo con los apartados 6.3.2 a 6.3.5 y a estado límite de servicio de acuerdo con el apartado 7.
- (2) Las vigas de acero con uniones atornilladas y/o soldadas deben comprobarse a fatiga.
- (3) Las secciones mixtas deben clasificarse de acuerdo con el apartado 5.5.3.
- (4) No necesitan disponerse conexiones mecánicas a rasante.

### **6.3.3 Momentos flectores**

- (1) La resistencia a flexión de cálculo de las secciones mixtas debe determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.1. Cuando el esfuerzo cortante vertical  $V_{a,Ed}$  de la sección de acero supere la mitad de la resistencia a cortante dada en el apartado 6.3.4, debe considerarse su efecto en el momento resistente de acuerdo con el apartado 6.2.2.4 (2) y (3).
- (2) Debe determinarse la resistencia de cálculo de las secciones de hormigón armado a los momentos flectores transversales de acuerdo con el Anejo 21.

### **6.3.4 Cortante vertical**

- (1) La resistencia a cortante vertical de la sección mixta debe tomarse como la resistencia de la sección de acero estructural  $V_{pl,a,Rd}$ , salvo que el valor de la contribución del hormigón armado se haya establecido de acuerdo con el Anejo 21.
- (2) Salvo que se emplee un análisis más preciso, la parte  $V_{c,Ed}$  del cortante vertical total  $V_{Ed}$  que actúa sobre la parte de hormigón armado puede tomarse como  $V_{c,Ed} = V_{Ed}(M_{s,Rd}/M_{pl,Rd})$ , con  $M_{s,Rd} = N_s z_s = A_s f_{sd} z_s$ . El brazo mecánico  $z_s$  se muestra en la Figura A32.6.9 para un tablero de vigas de acero embebidas de Clase 1 o 2.

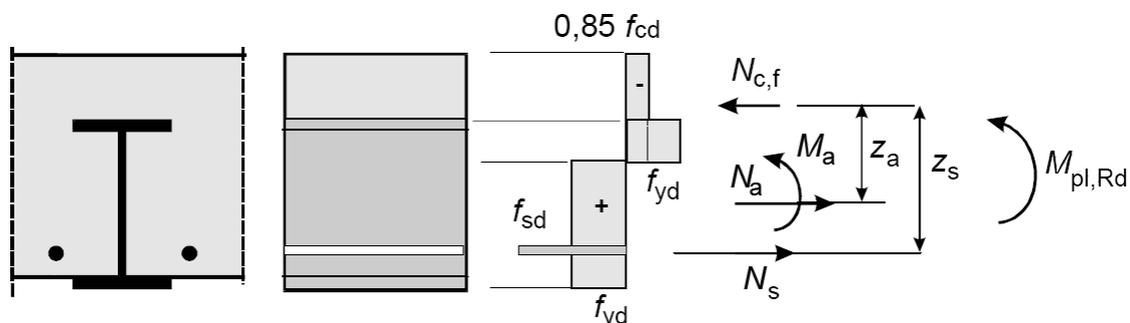


Figura A32.6.9: Distribución de tensiones en  $M_{Rd}$  para parte de un tablero con vigas de acero embebidas de Clase 1 o 2

(3) La resistencia de cálculo a cortante vertical de las secciones de hormigón armado entre vigas embebidas debe comprobarse de acuerdo con los Anejos 19 y 21.

### 6.3.5 Resistencia y estabilidad de las vigas de acero durante la ejecución

(1) Las vigas de acero deben comprobarse antes del endurecimiento del hormigón de acuerdo con el Anejo 22 del Código Estructural y el Anejo 29.

## 6.4 Pandeo lateral por torsión en vigas mixtas

### 6.4.1 Generalidades

(1) El ala de acero unida a una losa de hormigón o mixta por una conexión a rasante de acuerdo con el apartado 6.6 se podrá suponer lateralmente estable, siempre que se haya comprobado la estabilidad lateral de la losa de hormigón.

(2) Cualquier otra ala metálica comprimida deberá comprobarse a estabilidad lateral.

(3) Los métodos establecidos en los apartados 6.3.2.1 a 6.3.2.3 del Anejo 22 del Código Estructural y, de forma más general, en el apartado 6.3.4, serán de aplicación a la sección metálica en base a los esfuerzos de la sección mixta, teniendo en cuenta los efectos del proceso constructivo de acuerdo con el apartado 5.4.2.4. Podrán considerarse las coacciones laterales y elásticas a torsión a nivel de conexión a rasante con la losa de hormigón.

### 6.4.2 Vigas en puentes con secciones de canto constante de Clase 1, 2 o 3

(1) Para vigas con una sección de acero de canto constante de Clase 1, 2 o 3, arriostradas de acuerdo con el apartado 6.4.2(5), el momento resistente de cálculo a pandeo deberá tomarse como:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} \quad (6.6)$$

donde:

$\chi_{LT}$  es el coeficiente de reducción para pandeo lateral por torsión correspondiente a la esbeltez relativa  $\bar{\lambda}_{LT}$ ;

$M_{Rd}$  es el momento resistente de cálculo en la sección correspondiente.

Los valores del coeficiente de reducción  $\chi_{LT}$  podrán obtenerse del apartado 6.3.2 del Anejo 22 del Código Estructural.

(2) Para secciones de Clase 1 o 2,  $M_{Rd} = M_{pl,Rd}$ , determinado de acuerdo con el apartado 6.2.1.2.

(3) Para secciones de Clase 3,  $M_{Rd}$  debe tomarse como el  $M_{el,Rd}$  dado en la expresión (6.4), pero tomándolo como el menor entre el momento flector de cálculo que produzca la tensión a tracción  $f_{sd}$  en la armadura o el que produzca la tensión  $f_{yd}$  en la fibra extrema de la sección de acero.

(4) La esbeltez relativa  $\bar{\lambda}_{LT}$  podrá calcularse como:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (6.7)$$

donde:

$M_{Rk}$  es el momento resistente de la sección mixta utilizando las propiedades características del material y el método especificado para  $M_{Rd}$ ;

$M_{cr}$  es el momento elástico crítico a pandeo lateral por torsión determinado en la sección correspondiente.

(5) Cuando la losa esté unida a uno o más elementos metálicos de apoyo aproximadamente paralelos a la viga mixta considerada y se satisfagan las condiciones (a) y (b) siguientes, el cálculo del momento elástico crítico  $M_{cr}$  podrá basarse en el modelo de "pórtico continuo en U invertida". Como muestra la Figura A32.6.10, este modelo tiene en cuenta la flexión del alma de acero, producida por el desplazamiento lateral del ala inferior, y el giro del ala superior.

- a) El ala superior del elemento de acero se une a la losa de hormigón armado mediante conectadores, de acuerdo con el apartado 6.6.
- b) En cada apoyo del elemento de acero, el ala inferior se arriostra lateralmente y el alma se rigidiza. En cualquier otro punto, el alma no está rigidizada.

(6) Al nivel del ala metálica superior, podrá adoptarse la rigidez al giro por unidad de longitud de la viga de acero  $k_s$  para representar el modelo de pórtico en U mediante una única viga:

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (6.8)$$

donde:

$k_1$  es la rigidez a flexión de la losa de hormigón fisurada en la dirección perpendicular a la viga metálica, que se podrá tomar como:

$$k_1 = \alpha E_a I_2 / a \quad (6.9)$$

donde  $\alpha = 2$  si se calcula  $k_1$  de una viga de borde, con o sin voladizo, y  $\alpha = 3$  para una viga interior. Para vigas interiores en un tablero de puente con cuatro o más vigas similares, puede emplearse  $\alpha = 4$ .

$a$  es el espaciamiento entre vigas paralelas;

$E_a I_2$  es la rigidez a flexión "fisurada" por unidad de ancho de la losa de hormigón o mixta, como se define en 1.4.2.12, donde  $I_2$  debe tomarse como el valor mínimo entre

el del centro de vano para flexión positiva y el de los elementos metálicos de apoyo para momentos negativos;

$k_2$  es la rigidez a flexión del alma metálica, tomada como:

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1-\nu_a^2)h_s} \quad (6.10)$$

donde  $\nu_a$  es el módulo de Poisson para el acero y  $h_s$  y  $t_w$  se definen en la Figura A32.6.10.

(7) En el modelo de pórtico en U, podrá tenerse en cuenta para el cálculo del  $M_{cr}$  el efecto favorable de la rigidez torsional de Saint Venant,  $G_a I_{at}$ , de la sección de acero.

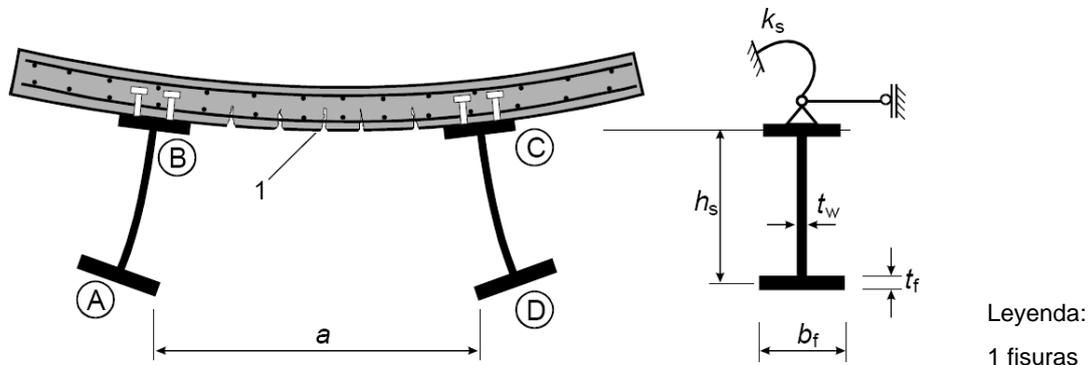


Figura A32.6.10: Modelo de pórtico en U

### 6.4.3 Métodos generales para pandeo de elementos y pórticos

#### 6.4.3.1 Método general

(1) Para elementos mixtos fuera del alcance del apartado 6.4.2 (1) o 6.7 y para pórticos mixtos, es de aplicación el apartado 6.3.4 del Anejo 29. Para la determinación de  $\alpha_{ult}$  y  $\alpha_{crit}$ , deben emplearse las resistencias y rigideces adecuadas del hormigón y de los elementos mixtos, de acuerdo con los Anejos 19, 22 y los Anejos 30 y 32.

#### 6.4.3.2 Método simplificado

(1) Son de aplicación el apartado 6.3.4.2 y el Apéndice D2.4 del Anejo 29 para las alas de acero estructural de las vigas mixtas y los cordones de las celosías mixtas. Cuando la coacción provenga del hormigón o de elementos mixtos, debe emplearse la rigidez elástica apropiada de acuerdo con los Anejos 19, 22 y los Anejos 30 y 32.

## 6.5 Esfuerzos transversales en las almas

### 6.5.1 Generalidades

(1) Las reglas dadas en el apartado 6 del Anejo 25 del Código Estructural para determinar la resistencia de cálculo de las almas (no rigidizadas o rigidizadas) frente a esfuerzos transversales aplicados a través de las alas son aplicables al ala de acero no mixta de una sección mixta y a la parte adyacente del alma.

(2) Si el esfuerzo transversal actúa en combinación con los esfuerzos flector y axil, la resistencia debe comprobarse de acuerdo con el apartado 7.2 del Anejo 25 del Código Estructural.

### **6.5.2 Pandeo inducido en el alma por las alas**

(1) Es de aplicación el apartado 8 del Anejo 25 del Código Estructural siempre que el área  $A_{fc}$  se tome igual al área del ala de acero no mixta o al área homogeneizada del ala de acero mixta empleando el coeficiente de homogeneización para edades de carga tempranas, tomando la menor de las dos.

## **6.6 Conexión a rasante**

### **6.6.1 Generalidades**

#### **6.6.1.1 Bases de cálculo**

(1) El apartado 6.6 es de aplicación a vigas mixtas y, según proceda, a otros tipos de elementos mixtos.

(2) La conexión a rasante y la armadura pasiva transversal deben disponerse de forma que transmitan el esfuerzo rasante entre el hormigón y el elemento de acero estructural, despreciando el efecto de la adherencia natural entre ambos.

(3) Los conectadores deben tener la capacidad de deformación suficiente para justificar cualquier redistribución inelástica del rasante supuesta en el cálculo.

(4) Los conectadores dúctiles son aquellos que tienen una capacidad de deformación suficiente para justificar la hipótesis de un comportamiento plástico ideal de la conexión a rasante en la estructura considerada.

(5) Un conectador puede considerarse dúctil si su capacidad característica de deslizamiento  $\delta_{uk}$  es, al menos, 6 mm.

NOTA: En el Apéndice B del Anejo 30, se recoge un método de evaluación de  $\delta_{uk}$ .

(6) Cuando se utilicen dos o más tipos distintos de conexiones a rasante en un mismo vano de una viga, debe tenerse en cuenta cualquier diferencia considerable en sus propiedades de carga-deslizamiento.

(7) Los conectadores deben ser capaces de evitar la separación del elemento de hormigón del elemento de acero, salvo que la separación se evite por otros medios.

(8) Para evitar la separación de la losa, los conectadores deben calcularse para resistir una tracción última nominal, perpendicular al plano del ala de acero, de al menos 0,1 veces la resistencia última de cálculo a cortante de los conectadores. Si es necesario, se podrán complementar con dispositivos de anclaje.

(9) Debe suponerse que los pernos conectadores, de acuerdo con el apartado 6.6.5.7, proporcionan la suficiente resistencia a levantamiento (despegue), salvo que la conexión a rasante esté sometida a tracción directa.

(10) Debe evitarse el fallo a rasante y rotura de la losa de hormigón producido por esfuerzos concentrados introducidos por los conectadores.

(11) Si la definición de los detalles de proyecto de los conectadores es acorde con las disposiciones correspondientes del apartado 6.6.5 y la armadura transversal es acorde con el apartado 6.6.6, puede suponerse que se cumple el apartado 6.6.1.1(10).

(12) Cuando se aplique un método de interconexión para transmitir el rasante entre el elemento de acero y el de hormigón, distinto de los conectadores incluidos en el apartado 6.6, el comportamiento considerado en el proyecto debe estar basado en ensayos y complementado por un modelo conceptual. El cálculo del elemento mixto debe ajustarse al cálculo de un elemento similar que emplee conectadores como los incluidos en el apartado 6.6, siempre que sea posible.

(13) En las zonas adyacentes a los marcos transversales y a los rigidizadores verticales de las almas, así como para vigas cajón, deben considerarse los efectos de los momentos flectores que actúan sobre un eje paralelo al eje de la viga de acero, en la superficie de contacto acero-hormigón, producidos por deformaciones en la losa o en el elemento de acero.

#### **6.6.1.2 Estados límite últimos distintos del de fatiga**

(1) Para las comprobaciones en estado límite último, el tamaño y el espaciamiento de los conectadores puede tomarse constante en cualquier longitud en la que el rasante de cálculo por unidad de longitud no supere la resistencia de cálculo a rasante en más de un 10%. Sobre el total de esa longitud, el esfuerzo rasante total de cálculo no debe superar la resistencia a cortante total de cálculo.

### **6.6.2 Esfuerzo rasante en vigas para puentes**

#### **6.6.2.1 Vigas en las que se utilice la teoría elástica o no lineal para la resistencia de las secciones**

(1) Para cualquier combinación de cargas y reparto de acciones de cálculo, el rasante por unidad de longitud en la superficie de contacto entre acero y hormigón de un elemento mixto,  $v_{L,Ed}$ , debe obtenerse a partir de un intervalo de variación del esfuerzo longitudinal en el elemento de acero o en el de hormigón de la sección mixta. Cuando se emplee la teoría elástica para el cálculo de la resistencia de las secciones, puede emplearse la envolvente de cortante en la dirección correspondiente.

(2) En general, deben emplearse las propiedades elásticas de la sección no fisurada para la determinación del esfuerzo rasante, incluso cuando en el análisis global se suponga que el hormigón está fisurado. Pueden tenerse en cuenta los efectos de la fisuración del hormigón en el esfuerzo rasante, si en el análisis global y para la determinación del rasante se tienen en cuenta los efectos de la rigidización a tracción (tension stiffening) y la posible sobrerresistencia del hormigón.

(3) Cuando existan esfuerzos rasantes concentrados, deben tenerse en cuenta los efectos locales del deslizamiento longitudinal; por ejemplo, como se indica en el apartado 6.6.2.3 y 6.6.2.4. En caso contrario, pueden despreciarse los efectos del deslizamiento longitudinal.

(4) Para vigas cajón mixtas, el esfuerzo rasante en los conectadores debe incluir los efectos de la flexión y la torsión, así como la distorsión de acuerdo con el apartado 6.2.7

del Anejo 29, si corresponde. Para vigas cajón con un ala diseñada como una placa mixta véase el apartado 9.4.

**6.6.2.2 Vigas con secciones de Clase 1 o 2 en puentes**

(1) En elementos con secciones de Case 1 o 2, si el momento flector total de cálculo  $M_{Ed,max} = M_{a,Ed} + M_{c,Ed}$  supera el momento elástico resistente  $M_{el,Rd}$ , debe tenerse en cuenta la no linealidad de la relación entre el cortante y el rasante en las regiones inelásticas del elemento.  $M_{a,Ed}$  y  $M_{c,Ed}$  se definen en el apartado 6.2.1.4(6).

(2) Este párrafo es de aplicación a las zonas en las que la losa de hormigón está comprimida, como se muestra en la Figura A32.6.11. Los conectores deben disponerse a lo largo de la región inelástica  $L_{A-B}$  para resistir el rasante  $V_{L,Ed}$  que resulta de la diferencia entre los axiles  $N_{cd}$  y  $N_{c,el}$  en la losa de hormigón en las secciones B y A, respectivamente. La resistencia a flexión  $M_{el,Rd}$  se define en el apartado 6.2.1.4. Si el momento flector máximo  $M_{Ed,max}$  en la sección B es menor que el momento plástico resistente  $M_{pl,Rd}$ , el axil  $N_{cd}$  en la sección B puede determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.1.4(6) y la Figura A32.6.6 o, alternativamente, empleando la relación lineal simplificada acorde con la Figura A32.6.11.

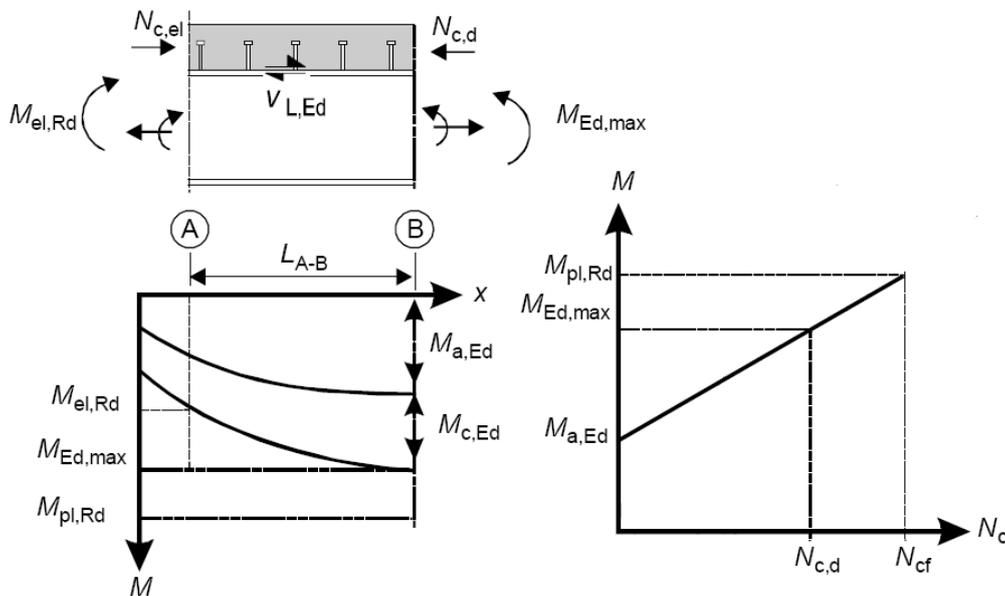


Figura A32.6.11: Determinación del rasante en vigas con comportamiento inelástico de las secciones

(3) Donde se tengan en cuenta los efectos del comportamiento inelástico de una sección con las losas de hormigón en tracción, los rasantes y su distribución deben determinarse a partir de las diferencias entre esfuerzos en la losa de hormigón armado dentro de la zona inelástica de la viga, considerando los efectos de la rigidización a tracción (tension stiffening) del hormigón entre fisuras y la posible sobrerresistencia del hormigón a tracción. Para la determinación de  $M_{el,Rd}$ , son de aplicación el apartado 6.2.1.4(7) y 6.2.1.5.

(4) Salvo que se emplee un método acorde con (3), los esfuerzos rasantes deben obtenerse por análisis elástico con las propiedades de la sección no fisurada y teniendo en cuenta los efectos de la secuencia de construcción.

### 6.6.2.3 Efectos locales del esfuerzo rasante concentrado debido a la introducción de esfuerzos longitudinales

(1) Cuando una fuerza  $F_{Ed}$  paralela al eje longitudinal de la viga mixta esté aplicada sobre el elemento de hormigón o el de acero mediante un tendón adherente o no adherente, la distribución del esfuerzo rasante concentrado  $V_{L,Ed}$  a lo largo de la superficie de contacto entre acero y hormigón debe determinarse de acuerdo con (2) o (3). La distribución del  $V_{L,Ed}$  producido por varias fuerzas  $F_{Ed}$  debe obtenerse por superposición.

(2) Puede suponerse que el esfuerzo  $V_{L,Ed}$  se distribuye a lo largo de una longitud  $L_v$  de la conexión a rasante con un esfuerzo rasante por unidad de longitud máximo dado por la ecuación (6.12) y la (Fig. 6.12a) para cargas introducidas a lo largo del ala de hormigón y por la ecuación (6.13) y la (Fig. 6.12b) para las introducidas al final del ala de hormigón.

$$v_{L,Ed,max} = V_{L,Ed}/(e_d + b_{eff}/2), \quad (6.12)$$

$$v_{L,Ed,max} = 2V_{L,Ed}/(e_d + b_{eff}/2), \quad (6.13)$$

donde:

$b_{eff}$  es el ancho eficaz para el análisis global dado por el apartado 5.4.1.2,

$e_d$  es o  $2e_h$ , o  $2e_v$  (puede añadirse a  $e_d$  la longitud sobre la que se aplica la fuerza  $F_{Ed}$ )

$e_h$  es la distancia lateral desde el punto de aplicación de la fuerza  $F_{Ed}$  al alma de acero correspondiente, si la fuerza se aplica sobre la losa,

$e_v$  es la distancia vertical desde el punto de aplicación de la fuerza  $F_{Ed}$  al plano del conector correspondiente, si la fuerza se aplica sobre el elemento de acero.

(3) Cuando se utilicen pernos conectadores, en los estados límite últimos puede suponerse una distribución rectangular del esfuerzo cortante a lo largo de  $L_v$  de forma que, a lo largo del ala de hormigón,

$$v_{L,Ed,max} = V_{L,Ed}/(e_d + b_{eff}), \quad (6.14)$$

y en un extremo del ala,

$$v_{L,Ed,max} = 2V_{L,Ed}/(e_d + b_{eff}), \quad (6.15)$$

(4) A falta de una determinación más precisa, se puede suponer que la fuerza  $F_{Ed} - V_{L,Ed}$  se difunde en el interior del elemento de hormigón o acero con un ángulo de difusión  $2\beta$ , donde  $\beta = \arctan 2/3$ .

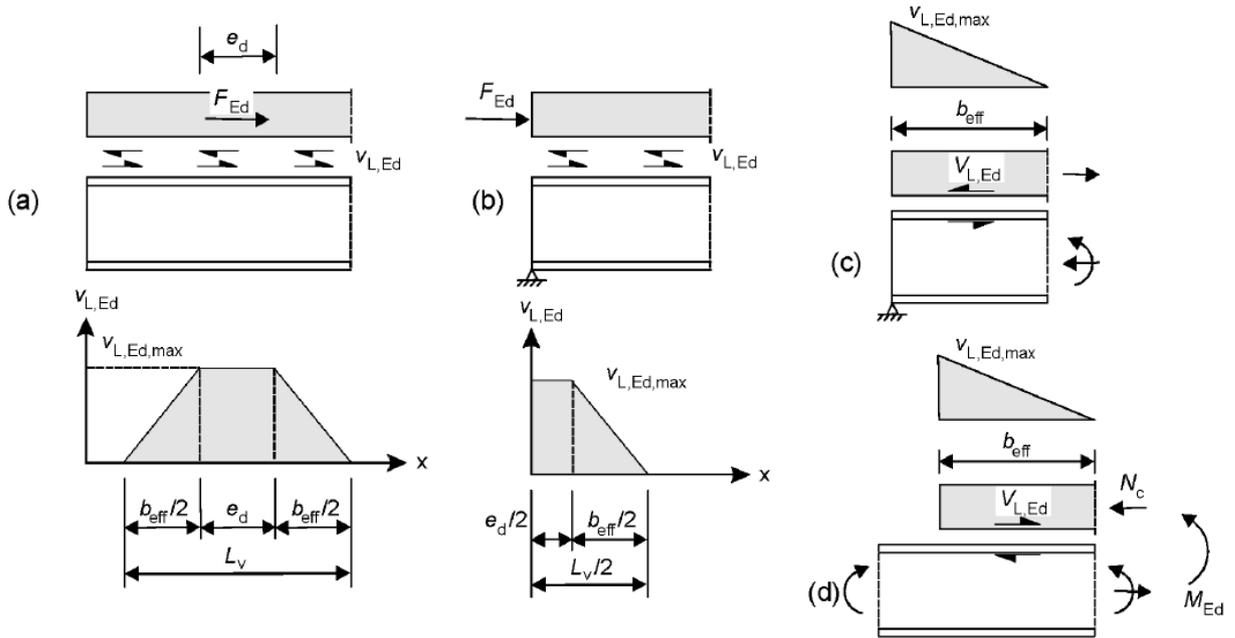


Figura A32.6.12: Distribución del rasante a lo largo de la superficie de contacto

#### 6.6.2.4 Efectos locales de los esfuerzos rasantes concentrados en cambios bruscos de sección

(1) El rasante concentrado en el extremo de la losa de hormigón, por ejemplo el debido a los efectos primarios de la retracción y los efectos térmicos, debe considerarse (véase la Figura A32.6.12c y tenerse en cuenta donde corresponda, de acuerdo con el Anejo 25 del Código Estructural. Esto también es de aplicación en etapas intermedias de construcción de la losa de hormigón (Fig. 6.12d).

(2) Deben tenerse en cuenta los rasantes concentrados en los cambios bruscos de sección, por ejemplo, el cambio de una sección de acero a una sección mixta de acuerdo con la Fig. 6.12d.

(3) Donde los efectos primarios de la temperatura y la retracción causen un esfuerzo rasante de cálculo  $V_{L,Ed}$  que se transmita a lo largo de la superficie de contacto entre acero y hormigón hasta cada extremo libre del elemento considerado, puede suponerse que su distribución es triangular y con un rasante máximo por unidad de longitud (Figuras A32.6.12c y d).

$$v_{L,Ed,max} = 2V_{L,Ed}/b_{eff} \quad (6.16)$$

en el extremo libre de la losa, donde  $b_{eff}$  es el ancho eficaz del análisis global, dado por el apartado 5.4.1.2(4). Donde se empleen pernos conectadores, puede suponerse alternativamente, para el estado límite último, que la distribución es rectangular a lo largo de la longitud  $b_{eff}$  adyacente al extremo libre de la losa.

(4) Para el cálculo de los efectos primarios de la retracción en fases intermedias de construcción de la losa de hormigón, la luz efectiva para la determinación del ancho  $b_{eff}$  en el apartado 6.6.2.4 debe tomarse como la longitud continua de la losa de hormigón donde la conexión a rasante es efectiva, dentro del vano considerado.

(5) Puede utilizarse la distribución dada en (3) cuando, en un cambio brusco de sección acorde con la Figura A32.6.12d, el esfuerzo rasante concentrado resulte de la fuerza  $N_c$  debida a la flexión.

(6) Debe suponerse que las fuerzas transmitidas por los conectadores se dispersan en el interior de la losa de hormigón con un ángulo de amplitud  $2\beta$ , donde  $\beta = \arctan 2/3$ .

### 6.6.3 Pernos conectadores en losas macizas y hormigón de revestimiento

#### 6.6.3.1 Resistencia de cálculo

(1) La resistencia a cortante de cálculo de un perno soldado automáticamente de acuerdo con UNE-EN ISO 14555 deberá determinarse a partir de:

$$P_{Rd} = \frac{0,8f_u\pi d^2/4}{\gamma_V} \quad (6.18)$$

o:

$$P_{Rd} = \frac{0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (6.19)$$

con:

$$\alpha = 0,2 \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{para } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4 \quad (6.20)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{para } h_{sc}/d > 4 \quad (6.21)$$

donde:

$\gamma_V$  es el coeficiente parcial de seguridad, cuyo valor será  $\gamma_V = 1,25$ ;

$d$  es el diámetro del vástago del perno,  $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$ ;

$f_u$  es la resistencia última a tracción específica del material del perno, no superior a  $500 \text{ N/mm}^2$ ;

$f_{ck}$  es la resistencia a compresión cilíndrica característica del hormigón a la edad considerada, de densidad no inferior a  $1.750 \text{ kg/m}^3$ ;

$h_{sc}$  es el canto nominal total del perno.

(2) Los anillos de soldadura deberán cumplir con los requisitos establecidos en UNE-EN ISO 13918.

(3) Cuando los pernos estén dispuestos de tal forma que puedan aparecer fuerzas de rotura en la dirección del espesor de la losa, (1) no es de aplicación.

(4) Para pernos de diámetro superior a 25 mm o pernos con collares de soldadura que no cumplen con los requisitos de UNE-EN ISO 13918, la fórmula del apartado 6.6.3.1(1) debe comprobarse mediante ensayos antes de utilizarse, véase el apartado B.2 del Apéndice B del Anejo 30.

#### 6.6.3.2 Influencia de la tracción en la resistencia a rasante

(1) Cuando los pernos conectadores se encuentren bajo esfuerzos de tracción además del rasante, deberá calcularse la fuerza a tracción de cálculo por perno  $F_{ten}$ .

(2) Si  $F_{ten} \leq 0,1P_{Rd}$ , cuando  $P_{Rd}$  es la resistencia a cortante de cálculo definida en el apartado 6.6.3.1, el esfuerzo a tracción podrá despreciarse.

(3) Si  $F_{ten} > 0,1P_{Rd}$ , la conexión no entra en el alcance del Anejo 32.

#### 6.6.4 Pernos que producen rotura en la dirección del espesor de la losa

(1) Cuando, en puentes, se dispongan pernos conectadores de forma que las fuerzas de rotura puedan producirse en la dirección del espesor de la losa (véase la Fig. 6.13) y donde no haya cortante transversal, la resistencia de cálculo a rasante puede determinarse de acuerdo con el apartado 6.6.3.1(1), siempre que se cumplan (2) y (3).

NOTA: Donde no se satisfagan las condiciones de (1), se pueden aplicar las reglas de cálculo recogidas en el Apéndice C.

(2) Debe disponerse armadura transversal, como se muestra en la Figura A32.6.13, de forma que  $e_v \geq 6d$  y que la longitud de anclaje  $v$  sea mayor o igual que  $14d$ .

(3) La fuerza de rotura debe resistirse con cercos, que deben calcularse para un esfuerzo de tracción de  $0,3P_{Rd}$  por perno conectador. El espaciamiento de estos cercos no debe superar el menor entre  $18d$  y el espaciamiento longitudinal de los conectadores.

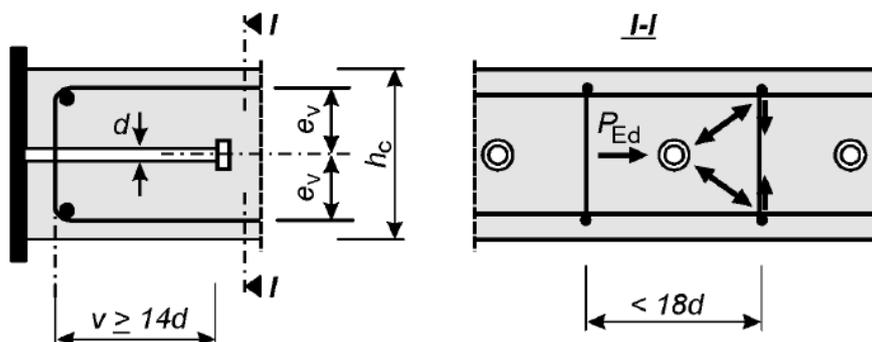


Figura A32.6.13: Armadura local para fuerzas de rotura

#### 6.6.5 Definición de los detalles de proyecto de la conexión a rasante e influencia de la ejecución

##### 6.6.5.1 Resistencia a la separación

(1) La superficie de un conectador que resiste las fuerzas de separación (por ejemplo, la cara inferior de la cabeza de un perno) debe extenderse no menos de 30 mm sobre la armadura inferior, véase la Figura A32.6.14.

##### 6.6.5.2 Recubrimiento y hormigonado de puentes

(1) La definición de los detalles de proyecto de los conectadores debe ser tal que permita la adecuada compactación del hormigón alrededor de la base del conectador.

(2) El recubrimiento sobre los conectadores no debe ser inferior al requerido para la armadura adyacente en la misma superficie de hormigón.

(3) En la ejecución, debe exigirse que la velocidad y la secuencia de hormigonado sean tales que el hormigón parcialmente endurecido no se dañe como resultado de la acción mixta limitada que tiene lugar por la deformación de las vigas de acero bajo las consiguientes operaciones de hormigonado. Cuando sea posible, no debe imponerse una deformación a la conexión a rasante hasta que el hormigón no haya alcanzado una resistencia a compresión cilíndrica de, al menos,  $20 \text{ N/mm}^2$ .

### 6.6.5.3 Armadura local de la losa

(1) Cuando la conexión a rasante sea adyacente al borde longitudinal de la losa de hormigón, la armadura transversal dispuesta de acuerdo con el apartado 6.6.6 debe anclarse completamente en el hormigón entre el borde de la losa y la fila contigua de conectadores.

(2) Para evitar la rotura longitudinal de la losa de hormigón producida por los conectadores, deben aplicarse las siguientes recomendaciones adicionales cuando la distancia desde el borde del ala de hormigón al eje de la fila más cercana de conectadores sea inferior a 300 mm:

- debe sustituirse la armadura transversal por barras en U dispuestas alrededor de los conectadores,
- donde se empleen pernos con cabeza como conectadores, la distancia desde el borde del ala de hormigón al centro del perno más cercano no debe ser inferior a  $6d$ , donde  $d$  es el diámetro nominal del perno, y las barras en U no deben tener un diámetro inferior a  $0,5d$  y
- las barras en U deben disponerse lo más bajo posible siempre que se garantice un recubrimiento inferior suficiente.

(3) En el extremo de un voladizo mixto, debe disponerse la armadura local suficiente para transmitir los esfuerzos de los conectadores a la armadura longitudinal.

### 6.6.5.4 Nervios distintos de los constituidos por chapa nervada

(1) Cuando se emplee un nervio de hormigón entre la sección de acero y la base de la losa de hormigón, los lados del nervio deben quedar fuera de una línea de  $45^\circ$  trazada desde el borde exterior del conectador, véase la Figura A32.6.14.

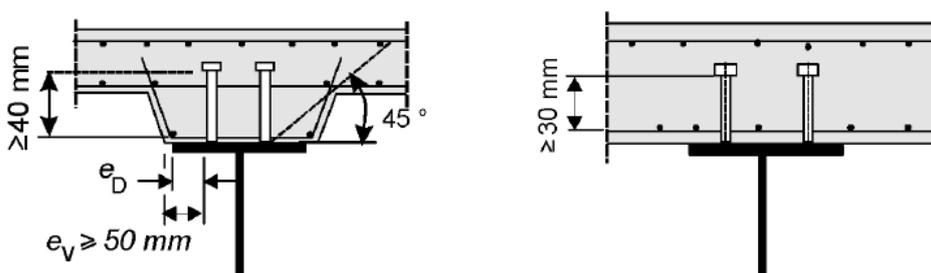


Figura A32.6.14: Definición de los detalles de proyecto

(2) El recubrimiento nominal de hormigón desde el lado del nervio hasta el conectador no debe ser inferior a 50 mm.

(3) Deben disponerse en el nervio suficientes barras de armadura transversal, para cumplir los requisitos del apartado 6.6.6, a no menos de 40 mm libres bajo la superficie del conectador que resiste el levantamiento.

### 6.6.5.5 Espaciamiento de los conectadores

(1) Cuando se suponga en el cálculo que la estabilidad del elemento de acero o de hormigón se asegura mediante la conexión entre ambos, el espaciamiento de los conectadores debe ser lo suficientemente cercano para que esta hipótesis sea válida.

(2) Cuando se suponga que el ala de acero comprimida, que en otros casos sería de una Clase inferior, es de Clase 1 o 2 a causa del arriostramiento de los conectadores, el espaciamiento de centro a centro de los conectadores en la dirección de la compresión no debe ser superior a los límites siguientes:

- donde la losa esté en contacto a lo largo de toda la longitud (por ejemplo, una losa maciza):  $22t_f\sqrt{235/f_y}$
- donde la losa no esté en contacto a lo largo de toda la longitud (por ejemplo, una losa con nervios perpendiculares a la viga):  $15t_f\sqrt{235/f_y}$

donde:

$t_f$  es el espesor del ala;

$f_y$  es el límite elástico nominal del ala en N/mm<sup>2</sup>.

Además, la distancia libre desde el borde del ala comprimida a la hilera de conectadores más cercana no debe ser superior a  $9t_f\sqrt{235/f_y}$ .

(3) El máximo espaciamiento longitudinal de centro a centro de los conectadores no debe superar el menor entre: cuatro veces el espesor de la losa y 800 mm.

(4) Los conectadores pueden disponerse en grupos, con el espaciamiento de los grupos mayor que el de los conectadores individuales, siempre que en el cálculo se considere:

- la no linealidad del flujo de rasante,
- la mayor posibilidad de deslizamiento y separación vertical entre la losa y el elemento de acero,
- la abolladura del ala de acero, y
- la resistencia local de la losa al esfuerzo concentrado de los conectadores.

### 6.6.5.6 Dimensiones del ala de acero

(1) El espesor de la chapa de acero o el ala a las que se suelda el conectador debe ser suficiente para permitir el soldeo adecuado y la transmisión apropiada de la carga desde el conectador a la chapa sin que se produzca fallo local o deformación excesiva.

(2) La distancia  $e_D$  entre el borde de un conectador y el borde del ala de la viga a la que está soldado, véase Figura A32.6.14, no debe ser inferior a 25 mm.

### 6.6.5.7 Pernos conectadores

(1) La longitud total de un perno no debe ser inferior a  $3d$ , donde  $d$  es el diámetro del vástago.

(2) La cabeza no debe tener un diámetro inferior a  $1,5d$  ni un espesor inferior a  $0,4d$ .

(3) Para elementos traccionados y sometidos a cargas de fatiga, el diámetro del perno soldado no debe superar 1,5 veces el espesor del ala al que está soldado, salvo que se disponga de información experimental que establezca la resistencia a fatiga del perno

como conector. Esto también es de aplicación sobre pernos directamente sobre un alma.

(4) El espaciamiento entre pernos en la dirección del esfuerzo rasante no debe ser inferior a  $5d$ ; el espaciamiento en la dirección transversal al esfuerzo rasante no debe ser inferior a  $2,5d$  en losas macizas y  $4d$  en otros casos.

(5) Salvo que los pernos se dispongan directamente en el alma, el diámetro de un perno soldado no debe ser superior a 2,5 veces el espesor de la parte a la que esté soldado, salvo que se disponga de información experimental que establezca la resistencia del perno como conector.

## **6.6.6 Rasante en losas de hormigón**

### **6.6.6.1 Generalidades**

(1) La armadura transversal en la losa deberá calcularse en estado límite último para evitar el fallo prematuro por rasante o rotura longitudinal.

(2) La tensión de rasante de cálculo, para cualquier superficie susceptible de fallar por rasante en la losa, no deberá superar la resistencia a rasante de cálculo de la superficie de rasante considerada.

(3) La longitud de la superficie de transmisión del rasante b-b mostrada en la Figura A32.6.15 deberá tomarse igual a  $2h_{sc}$  más el diámetro de la cabeza cuando los pernos conectadores se colocan en una sola fila o al tresbolillo, o igual a  $(2h_{sc} + s_t)$  más el diámetro de la cabeza de los pernos conectadores dispuestos en parejas, donde  $h_{sc}$  es la altura del perno y  $s_t$  es el espaciamiento transversal de centro a centro de los pernos.

(4) El rasante de cálculo por unidad de longitud de la viga en una superficie de transmisión de rasante deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.6.2 y ser consistente con el dimensionamiento y espaciamiento de los conectadores. Podrá tenerse en cuenta la variación de rasante en el ancho del ala de hormigón.

(5) Para cada tipo de superficie considerada, la tensión de rasante de cálculo  $v_{Ed}$  deberá determinarse a partir del rasante de cálculo por unidad de longitud de la viga, considerando el número de planos de rasante y la longitud de la superficie de transmisión del rasante.

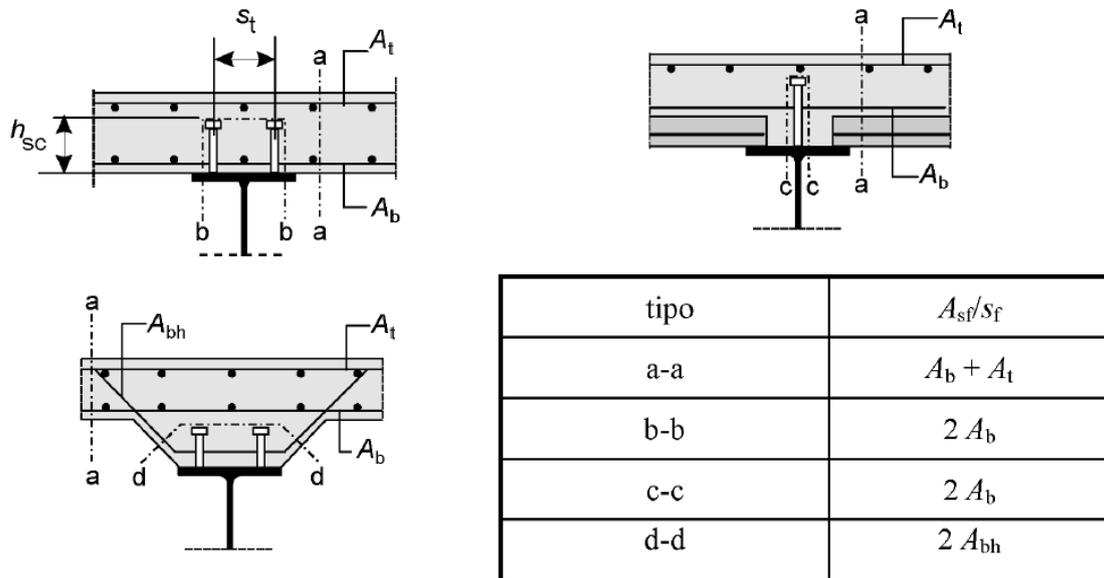


Figura A32.6.15: Superficies típicas de potencial rotura a rasante

**6.6.6.2 Resistencia a rasante de cálculo**

(1) La resistencia a rasante de cálculo del ala de hormigón (planos de transmisión de rasante a-a mostrados en la Figura A32.6.15 deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.4 del Anejo 19.

(2) En ausencia de cálculos más precisos, la resistencia a rasante de cálculo de cualquier superficie susceptible de fallar a rasante en el ala o nervio podrá determinarse según el apartado 6.2.4(4) del Anejo 19. Para la superficie de transmisión de rasante alrededor de los conectadores (como la superficie b-b en la Figura A32.6.15), la dimensión  $h_f$  deberá tomarse como la longitud de la superficie de transmisión de rasante.

(3) La armadura transversal efectiva por unidad de longitud,  $\frac{A_{st}}{s_f}$  según el Anejo 19, deberá ser como se muestra en la Figura A32.6.15, en la que  $A_b$ ,  $A_t$  y  $A_{bh}$  son áreas de armadura, por unidad de longitud de la viga, anclada de acuerdo con el apartado 8.4 del Anejo 19 para armadura longitudinal.

(4) Cuando se utilice una combinación de elementos prefabricados y hormigón “in situ”, la resistencia a rasante deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.5 del Anejo 19.

**6.6.6.3 Armadura transversal mínima**

(1) El área mínima de armadura deberá determinarse de acuerdo con el apartado 9.2.2(5) del Anejo 19 utilizando las definiciones apropiadas para la armadura transversal.

## 6.7 Pilares mixtos y elementos mixtos a compresión

### 6.7.1 Generalidades

(1) El apartado 6.7 es de aplicación para el cálculo de pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos con secciones embebidas en hormigón, secciones parcialmente embebidas y tubos rectangulares o circulares rellenos de hormigón, véase la Figura A32.6.17.

(2) Este apartado es de aplicación para pilares y elementos comprimidos con aceros S235 a S460 y hormigón convencional de resistencia característica  $25 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$ .

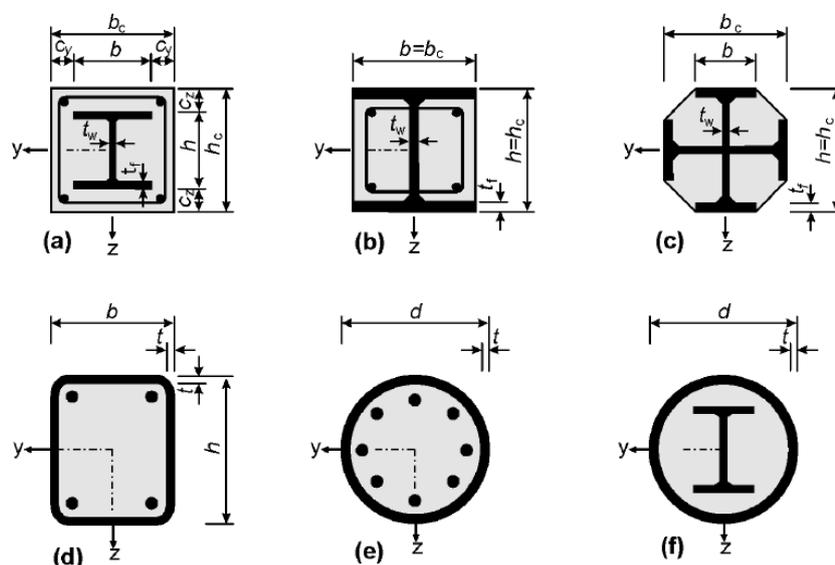


Figura A32.6.17: Secciones típicas de pilares mixtos y notación

(3) Esta cláusula es de aplicación para pilares aislados, pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos en estructuras aporticadas en las que los otros elementos estructurales sean mixtos o de acero.

(4) El coeficiente de contribución del acero  $\delta$  debe cumplir la siguiente condición:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9 \quad (6.27)$$

donde  $\delta$  se define en el apartado 6.7.3.3(1).

(5) Los pilares mixtos o los elementos a compresión de cualquier sección deben comprobarse a:

- resistencia del elemento de acuerdo con el apartado 6.7.2 o 6.7.3;
- resistencia a la abolladura de acuerdo con (8) y (9) siguientes;
- introducción de cargas de acuerdo con el apartado 6.7.4.2 y
- resistencia a cortante entre elementos de acero y hormigón de acuerdo con el apartado 6.7.4.3.

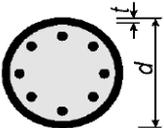
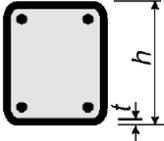
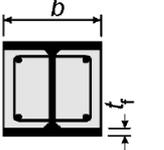
(6) Se proporcionan dos métodos de cálculo:

- un método general en el apartado 6.7.2 cuyo alcance incluye elementos con secciones no simétricas o de canto variable a lo largo del elemento y

- un método simplificado en el apartado 6.7.3 para elementos con secciones doblemente simétricas y de canto constante a lo largo de la longitud del elemento.

(7) Para elementos mixtos comprimidos sometidos a momentos flectores y fuerzas normales resultantes de acciones independientes, el coeficiente parcial  $\gamma_F$  debe reducirse un 20% para aquellos esfuerzos que produzcan un aumento de la resistencia.

Tabla A32.6.3: Valores máximos de  $(d/t)$ ,  $(h/t)$  y  $(b/t_f)$  con  $f_y$  en N/mm<sup>2</sup>

Sección		max $(d/t)$ , max $(h/t)$ y max $(b/t)$
Secciones circulares huecas de acero		$max (d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$
Secciones rectangulares huecas de acero		$max (h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Secciones I parcialmente embebidas en		$max (b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

(8) Debe considerarse en el cálculo la influencia de la abolladura de la sección de acero en la resistencia.

(9) Podrán despreciarse los efectos de la abolladura para secciones de acero totalmente embebidas, de acuerdo con 6.7.5.1(2), y para otros tipos de secciones siempre que no se superen los valores máximos de la Tabla A32.6.3.

### 6.7.2 Método general de cálculo

(1) El cálculo de la estabilidad estructural deberá tener en cuenta los efectos de segundo orden incluyendo las tensiones residuales, las imperfecciones geométricas, la inestabilidad local, la fisuración del hormigón, la fluencia y la retracción del hormigón y la plastificación del acero estructural y la armadura. El cálculo deberá garantizar que la inestabilidad no se produce para la combinación de acciones más desfavorable en estado límite último y que no se supera la resistencia de las secciones individuales sometidas a flexión, fuerzas longitudinales y cortantes.

(2) Los efectos de segundo orden deberán considerarse en cualquier dirección en la que pueda producirse el fallo, si afectan de forma significativa a la estabilidad estructural.

(3) Los esfuerzos deberán determinarse mediante un análisis elasto-plástico.

(4) Podrá suponerse que las secciones planas permanecen planas. Podrá suponerse una acción mixta completa hasta el fallo entre los componentes de acero y hormigón del elemento.

(5) La resistencia a tracción del hormigón deberá despreciarse. Podrá tenerse en cuenta la influencia de la rigidización a tracción (tension stiffening) del hormigón entre fisuras en la rigidez a flexión.

(6) Los efectos de la retracción y la fluencia deberán considerarse si es probable que reduzcan la estabilidad estructural de forma significativa.

(7) Por simplificación, los efectos de fluencia y retracción podrán despreciarse si el aumento de momentos de primer orden debido a la deformación de fluencia y a esfuerzos axiales resultantes de cargas permanentes, no supera el 10%.

(8) Deberá aplicarse el siguiente diagrama tensión-deformación en el análisis no lineal:

- para el hormigón comprimido el indicado en el apartado 3.1.5 del Anejo 19;
- para el acero de armaduras pasivas el indicado en el apartado 3.2.7 del Anejo 19;
- para acero estructural el indicado en el apartado 5.4.3(4) del Anejo 22 del Código Estructural.

(9) Por simplificación, en vez del efecto de tensiones residuales e imperfecciones geométricas, podrán aplicarse imperfecciones iniciales equivalentes a flexión (imperfecciones del elemento) de acuerdo con la Tabla A32.6.5.

### **6.7.3 Método simplificado de cálculo**

#### **6.7.3.1 Generalidades y alcance**

(1) El alcance de este método simplificado se limita a elementos de sección doblemente simétrica y de canto constante a lo largo del elemento con perfiles de acero laminado, conformado en frío o soldado. El método simplificado no es de aplicación si el elemento de acero estructural está formado por dos o más secciones inconexas. La esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  definida en el apartado 6.7.3.3 debe cumplir la siguiente condición:

$$\bar{\lambda} \leq 2,0 \quad (6.28)$$

(2) Para una sección de acero totalmente embebida, véase la Figura A32.6.17a, los límites para el espesor máximo del recubrimiento de hormigón que pueden emplearse en el cálculo son:

$$\max c_z = 0,3h \quad \max c_y = 0,4b \quad (6.29)$$

(3) La armadura longitudinal que se puede emplear en el cálculo no debe superar el 6% del área de hormigón.

(4) La relación entre la altura y la anchura de la sección mixta debe estar entre 0,2 y 5,0.

### 6.7.3.2 Resistencia de las secciones

(1) La resistencia plástica a compresión  $N_{pl,Rd}$  de una sección mixta debe calcularse sumando las resistencias plásticas de sus elementos:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (6.30)$$

La expresión (6.30) es de aplicación para secciones de acero embebidas o parcialmente embebidas en hormigón. Para secciones rellenas de hormigón se puede sustituir el coeficiente 0,85 por 1,0.

(2) La resistencia de la sección a flexión compuesta y la correspondiente curva de interacción se pueden calcular suponiendo una distribución de tensiones rectangular como la que se muestra en la Figura A32.6.18, teniendo en cuenta el esfuerzo cortante de cálculo  $V_{Ed}$  de acuerdo con (3). Deberá despreciarse la resistencia a tracción del hormigón.

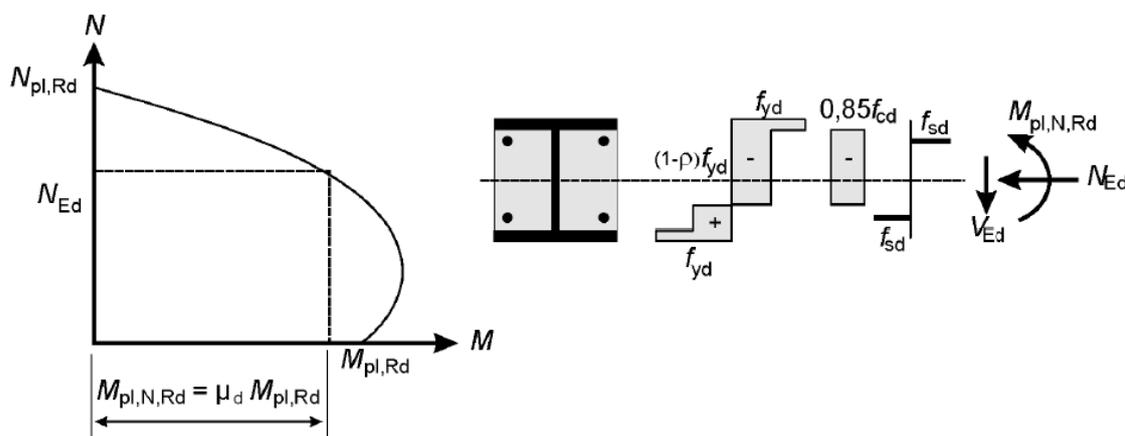


Figura A32.6.18: Curva de interacción para flexión compuesta

(3) Debe considerarse la influencia de los esfuerzos cortantes transversales en la resistencia a flexión y axil en la determinación de la curva de interacción, si el esfuerzo cortante  $V_{a,Ed}$  de la sección de acero supera el 50% de la resistencia a cortante de cálculo  $V_{pl,a,Rd}$  de la sección de acero, véase el apartado 6.2.2.2.

Donde  $V_{a,Ed} > 0,5V_{pl,a,Rd}$ , debe tenerse en cuenta la influencia del cortante transversal en la resistencia a flexión compuesta mediante una resistencia reducida del acero  $(1 - \rho)f_{yd}$  en el área de cortante  $A_V$  de acuerdo con el apartado 6.2.2.4(2) y la Figura A32.6.18.

El esfuerzo cortante  $V_{a,Ed}$  no debe superar la resistencia a cortante de la sección de acero determinada de acuerdo con el apartado 6.2.2. La resistencia a cortante  $V_{c,Ed}$  de la parte de hormigón armado debe comprobarse de acuerdo con el apartado 6.2 del Anejo 19.

(4) Salvo que se utilice un análisis más preciso,  $V_{Ed}$  puede dividirse en  $V_{a,Ed}$  actuando sobre el acero estructural y  $V_{c,Ed}$  actuando sobre la sección de hormigón armado mediante:

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (6.31)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (6.32)$$

donde:

$M_{pl,a,Rd}$  es el momento plástico resistente de la sección de acero y

$M_{pl,Rd}$  es el momento plástico resistente de la sección mixta.

Por simplificación, puede suponerse que  $V_{Ed}$  actúa únicamente sobre la sección de acero.

(5) Como simplificación, la curva de interacción puede reemplazarse por un diagrama poligonal (la línea de puntos de la Figura A32.6.19. La Figura A32.6.19 muestra un ejemplo de distribución plástica de tensiones de una sección totalmente embebida para los puntos A a D.  $N_{pm,Rd}$  debe tomarse como  $0,85f_{cd}A_c$  para secciones total y parcialmente embebidas en hormigón, véanse las Figuras A32.6.17a – c, y como  $f_{cd}A_c$  para secciones rellenas de hormigón, véanse las Figuras A32.6.17d – f.

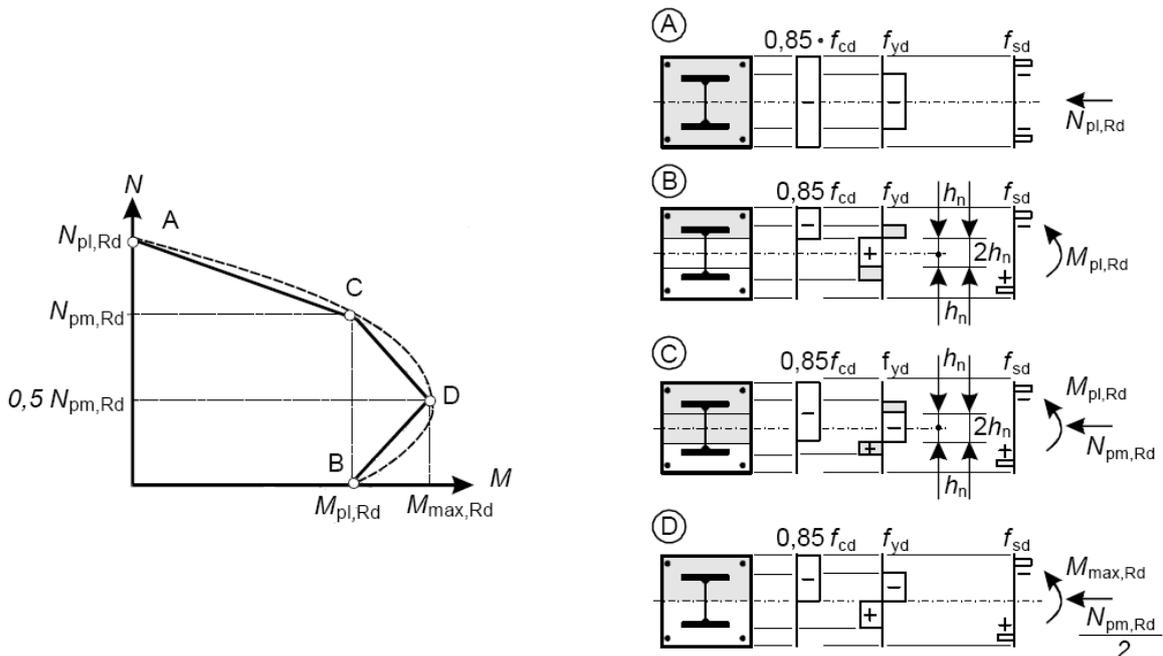


Figura A32.6.19: Curva de interacción simplificada y las distribuciones de tensiones correspondientes

(6) Para tubos de sección circular rellenos de hormigón, debe tenerse en cuenta el aumento de la resistencia del hormigón producida por el confinamiento, siempre que la esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  definida en el apartado 6.7.3.3 no supere 0,5 y  $e/d < 0,1$ , donde  $e$  es la excentricidad de la carga dada por  $M_{Ed}/N_{Ed}$  y  $d$  es el diámetro externo del pilar. La resistencia plástica a compresión puede calcularse entonces a partir de la siguiente expresión:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left( 1 + \eta_c \frac{t f_y}{d f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (6.33)$$

donde  $t$  es el espesor de la pared del tubo de acero.

Para elementos con  $e = 0$  los valores  $\eta_a = \eta_{ao}$  y  $\eta_c = \eta_{co}$  se dan en las siguientes expresiones:

$$\eta_{ao} = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}) \quad (\leq 1,0) \quad (6.34)$$

$$\eta_{co} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \quad (\geq 0) \quad (6.35)$$

Para elementos a flexión compuesta con  $0 < e/d \leq 0,1$  los valores  $\eta_a$  y  $\eta_c$  deben determinarse según (6.36) y (6.37), donde  $\eta_{ao}$  y  $\eta_{co}$  se dan en (6.34) y (6.35):

$$\eta_a = \eta_{ao} + (1 - \eta_{ao})(10e/d) \quad (6.36)$$

$$\eta_c = \eta_{co}(1 - 10e/d) \quad (6.37)$$

Para  $e/d > 0,1$ ,  $\eta_a = 1,0$  y  $\eta_c = 0$ .

### 6.7.3.3 Resistencia a flexión efectiva, coeficiente de contribución del acero y esbeltez relativa

(1) El coeficiente de contribución del acero  $\delta$  se define como:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (6.38)$$

donde  $N_{pl,Rd}$  es la resistencia plástica a compresión definida en 6.7.3.2(1).

(2) La esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  en el plano de flexión considerado será:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (6.39)$$

donde:

$N_{pl,Rk}$  es el valor característico de la resistencia plástica a compresión dada por (6.30) si, en lugar de las resistencias de cálculo, se utilizan los valores característicos;

$N_{cr}$  es la fuerza normal elástica crítica para el modo de pandeo correspondiente, calculada con la rigidez a flexión efectiva  $(EI)_{eff}$  determinada de acuerdo con (3) y (4).

(3) Para la determinación de la esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  y del axil elástico crítico  $N_{cr}$ , el valor característico de la rigidez a flexión efectiva  $(EI)_{eff}$  de la sección de un pilar mixto deberá calcularse como:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c \quad (6.40)$$

donde:

$K_e$  es el coeficiente de corrección que deberá tomarse como 0,6.

$I_a$ ,  $I_c$  e  $I_s$  son los momentos de inercia de la sección de acero estructural, de la sección no fisurada de hormigón y de la armadura para el plano de flexión considerado.

(4) Deberá tenerse en cuenta la influencia de los efectos diferidos en la rigidez a flexión elástica efectiva. El módulo de elasticidad del hormigón  $E_{cm}$  deberá reducirse al valor  $E_{c,eff}$  de acuerdo con la siguiente expresión:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed}/N_{Ed})\varphi_t} \quad (6.41)$$

donde:

$\varphi_t$  es el coeficiente de fluencia de acuerdo con el apartado 5.4.2.2 (2);

$N_{Ed}$  es la fuerza normal de cálculo total;

$N_{G,Ed}$  es la parte permanente de esta fuerza normal.

#### 6.7.3.4 Métodos de análisis e imperfecciones de los elementos

(1) Para la comprobación del elemento, el cálculo deberá basarse en un análisis elástico lineal de segundo orden.

(2) Para la determinación de esfuerzos, el valor de cálculo de la rigidez a flexión efectiva  $(EI)_{eff,II}$  deberá obtenerse de la siguiente expresión:

$$(EI)_{eff,II} = K_0(E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (6.42)$$

donde:

$K_{e,II}$  es el coeficiente de corrección que deberá tomarse como 0,5;

$K_0$  es el coeficiente de calibración que deberá tomarse como 0,9.

Deberán tenerse en cuenta los efectos diferidos de acuerdo con el apartado 6.7.3.3 (4).

(3) No es necesario considerar los efectos de segundo orden cuando sea de aplicación el apartado 5.3.1(3) y la carga elástica crítica se determine con la rigidez a flexión  $(EI)_{eff,II}$  de acuerdo con (2).

(4) La influencia de las imperfecciones geométricas y estructurales podrá tenerse en cuenta mediante imperfecciones geométricas equivalentes. Las imperfecciones equivalentes del elemento para pilares mixtos se muestran en la Tabla A32.6.5, donde  $L$  es la longitud del pilar.

(5) A lo largo del pilar, se podrán tener en cuenta los efectos de segundo orden multiplicando el momento flector de cálculo de primer orden mayor  $M_{Ed}$  por un coeficiente  $k$  dado por:

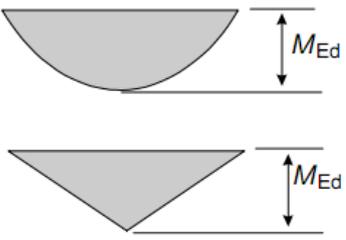
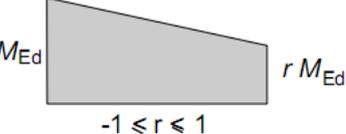
$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}}, \geq 1,0 \quad (6.43)$$

donde:

$N_{cr,eff}$  es la fuerza normal crítica en el eje correspondiente y relativa a la rigidez a flexión efectiva dada en el apartado 6.7.3.4 (2), con la longitud efectiva tomada como la longitud del pilar;

$\beta$  es un coeficiente de equivalencia para el momento dado en la Tabla A32.6.4.

Tabla A32.6.4: Coeficientes  $\beta$  para la determinación de los momentos para la teoría de segundo orden

Ley de momentos	Coeficientes $\beta$ de momento	Comentarios
	<p>Momento flector de primer orden producido por imperfecciones del elemento o por carga lateral:</p> $\beta = 1,0$	<p><math>M_{Ed}</math> es el momento flector máximo a lo largo del pilar, despreciando los efectos de segundo orden.</p>
	<p>Momentos en los extremos:</p> $\beta = 0,66 + 0,44r \geq 0,44$	<p><math>M_{Ed}</math> y <math>rM_{Ed}</math> son los momentos de los extremos del análisis global de primer orden o de segundo orden.</p>

### 6.7.3.5 Resistencia de elementos comprimidos

(1) Los elementos podrán comprobarse utilizando un análisis de segundo orden de acuerdo con el apartado 6.7.3.6 teniendo en cuenta las imperfecciones de los elementos.

(2) Por simplificación, para elementos bajo compresión axial, el valor de cálculo de la fuerza normal  $N_{Ed}$  deberá satisfacer:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \tag{6.44}$$

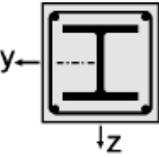
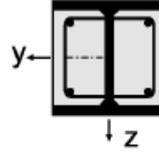
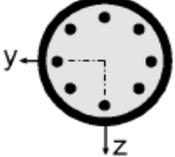
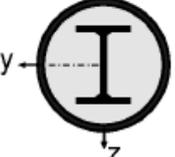
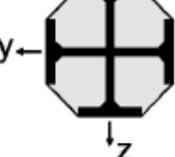
donde:

$N_{pl,Rd}$  es la resistencia plástica de la sección mixta de acuerdo con el apartado 6.7.3.2(1), pero con  $f_{yd}$  determinado con el coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_{M1}$  dado en el apartado 6.1(1) del Anejo 22 del Código Estructural;

$\chi$  es el coeficiente de reducción para el modo de pandeo correspondiente dado en el apartado 6.3.1.2 del Anejo 22 del Código Estructural en términos de la esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  correspondiente.

Las curvas de pandeo correspondientes a las secciones de pilares mixtos se dan en la Tabla A32.6.5, donde  $\rho_s$  es la cuantía de armadura  $A_s/A_c$ .

Tabla A32.6.5: Curvas de pandeo e imperfecciones de elementos para pilares mixtos

Sección	Límites	Eje de pandeo	Curva de pandeo	Imperfección del elemento
sección embebida en hormigón 		y - y	b	$L/200$
		z - z	c	$L/150$
sección parcialmente embebida en hormigón 		y - y	b	$L/200$
		z - z	c	$L/150$
secciones circulares y rectangulares huecas de acero 	$\rho_s \leq 3\%$	cualquiera	a	$L/300$
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	cualquiera	b	$L/200$
secciones circulares huecas de acero con un perfil en I adicional 		y - y	b	$L/200$
		z - z	b	$L/200$
secciones parcialmente embebidas en hormigón con perfiles I en cruz 		cualquiera	b	$L/200$

### 6.7.3.6 Resistencia de los elementos a flexión compuesta

(1) Deberá cumplirse la siguiente expresión, basada en la curva de interacción determinada de acuerdo con el apartado 6.7.3.2 (2) – (5):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (6.45)$$

donde:

$M_{Ed}$  es el valor más favorable entre los momentos flectores en los extremos y el máximo momento flector en la longitud del pilar, calculado de acuerdo con el 6.7.3.4, incluyendo las imperfecciones y los efectos de segundo orden si es necesario;

$M_{pl,N,Rd}$  es el momento plástico resistente teniendo en cuenta la fuerza normal  $N_{Ed}$ , dado por  $\mu_d M_{pl,Rd}$ , véase la Figura A32.6.18;

$M_{pl,Rd}$  es el momento plástico resistente, dado por el punto B de la Figura A32.6.19.

Para calidades de acero entre S235 y S355, ambos inclusive, el coeficiente  $\alpha_M$  deberá tomarse igual a 0,9 y para calidades entre S420 y S460, igual a 0,8.

(2) El valor de  $\mu_d = \mu_{dy}$  o  $\mu_{dz}$ , véase la Figura A32.6.20, se refiere al momento resistente plástico de cálculo  $M_{pl,Rd}$  para el plano de flexión considerado. Los valores de  $\mu_d$  mayores de 1,0 únicamente deberán utilizarse cuando el momento flector  $M_{Ed}$  dependa directamente de la acción de la fuerza normal  $N_{Ed}$ , por ejemplo, cuando el momento flector  $M_{Ed}$  resulte de una excentricidad de la fuerza normal  $N_{Ed}$ . En otros casos, será necesaria una comprobación adicional de acuerdo con el apartado 6.7.1 (7).

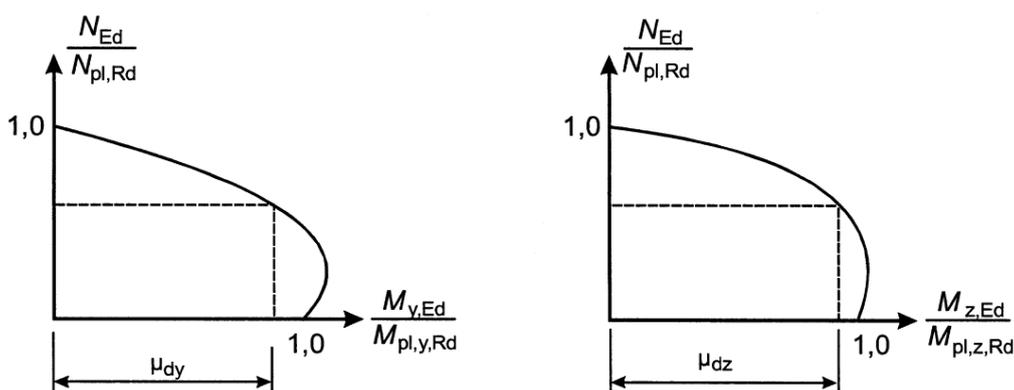


Figura A32.6.20: Cálculo de la flexión compuesta esviada

### 6.7.3.7 Flexión compuesta esviada

(1) Para pilares mixtos y elementos comprimidos con flexión esviada, los valores  $\mu_{dy}$  y  $\mu_{dz}$  de la Figura A32.6.20 pueden calcularse de acuerdo con el apartado 6.7.3.6 independientemente para cada eje. Únicamente deben considerarse las imperfecciones en el plano en el que se espera que se produzca el fallo. Si no es evidente qué plano es más crítico, deberán comprobarse ambos planos.

(2) Para flexión compuesta esviada, deben satisfacerse las siguientes condiciones para la comprobación de la estabilidad a lo largo del pilar y en su extremo:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy}M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz}M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \quad (6.46)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy}M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz}M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.47)$$

donde:

$M_{pl,y,Rd}$  y  $M_{pl,z,Rd}$  son los momentos plásticos resistentes del plano de flexión correspondiente;

$M_{y,Ed}$  y  $M_{z,Ed}$  son los momentos flectores de cálculo incluyendo los efectos de segundo orden y las imperfecciones de acuerdo con el apartado 6.7.3.4;

$\mu_{dy}$  y  $\mu_{dz}$  se definen en el apartado 6.7.3.6;

$\alpha_M = \alpha_{M,y}$  y  $\alpha_M = \alpha_{M,z}$  según se proporcionan en el apartado 6.7.3.6(1).

#### 6.7.4 Conexión a rasante e introducción de cargas

##### 6.7.4.1 Generalidades

(1) En las regiones de introducción de cargas deberán adoptarse disposiciones para que los esfuerzos y momentos aplicados en elementos conectados en sus extremos, y las cargas aplicadas a lo largo de los mismos, se distribuyan entre los componentes de acero y hormigón, considerando la resistencia a rasante en el contacto acero-hormigón. Deberá asegurarse un camino claramente definido para una carga que no provoque un desplazamiento excesivo en el contacto que invalide las hipótesis de cálculo.

(2) Cuando los pilares mixtos y los elementos comprimidos estén sometidos a cortantes transversales significativos, como por ejemplo el debido a una carga transversal puntual y a momentos en los extremos, deberán tomarse las medidas necesarias para transmitir la tensión rasante correspondiente en el contacto acero-hormigón.

(3) Para pilares cargados axialmente y elementos comprimidos, no será necesario considerar el rasante exterior al área de introducción de las cargas.

##### 6.7.4.2 Introducción de las cargas

(1) Deberán disponerse conectadores en las áreas de introducción de cargas y en las de cambio de sección, si la resistencia a cortante de cálculo  $\tau_{Rd}$ , véase el apartado 6.7.4.3, se supera en el contacto entre acero y hormigón. Los esfuerzos cortantes deberán determinarse a partir del cambio de esfuerzos en las secciones de acero y hormigón armado en la longitud de introducción de las cargas. Si las cargas se introducen únicamente en la sección de hormigón, deberán tenerse en cuenta los valores resultantes del análisis elástico considerando fluencia y retracción. En caso contrario, los esfuerzos en el contacto deberán determinarse por la teoría elástica o la plástica, para determinar el caso pésimo.

(2) En ausencia de un método más preciso, la longitud de introducción de las cargas no deberá superar  $2d$  o  $L/3$ , donde  $d$  es la dimensión transversal mínima del pilar y  $L$  la longitud del pilar.

(3) En pilares mixtos y elementos comprimidos no será necesario disponer conexiones a cortante para la introducción de cargas en las chapas de extremo si todo el contacto entre la sección de hormigón y la chapa permanece comprimido, teniendo en cuenta la fluencia y la retracción. En otros casos, la introducción de la carga deberá comprobarse

de acuerdo con (5). Para tubos de sección circular rellenos de hormigón, el efecto debido al confinamiento podrá tenerse en cuenta si se cumplen las condiciones recogidas en el apartado 6.7.3.2 (6), utilizando los valores  $\eta_a$  y  $\eta_c$  para  $\bar{\lambda} = 0$ .

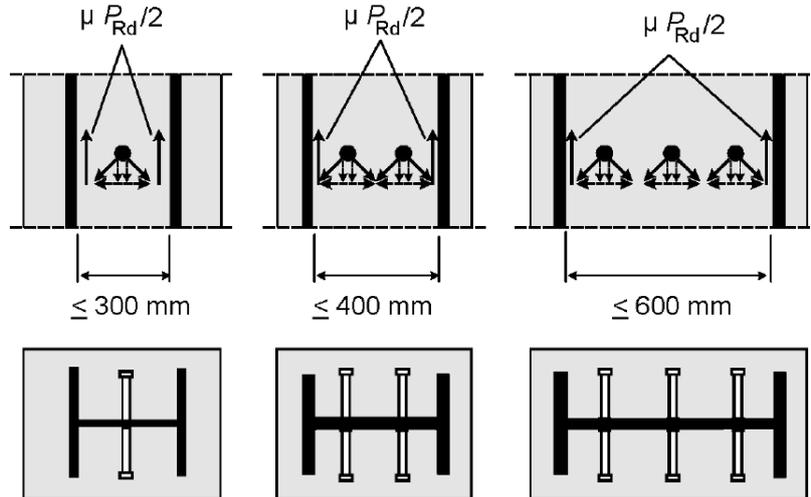


Figura A32.6.21: Fuerzas adicionales de fricción en pilares mixtos por la utilización de pernos

(4) Cuando los pernos conectadores se anclen al alma de un perfil I, o similar, de acero embebido total o parcialmente en hormigón, podrán tenerse en cuenta las fuerzas de fricción que se desarrollan al evitar la expansión lateral del hormigón por las alas de acero adyacentes. Esta resistencia podrá añadirse a la calculada de los conectadores. La resistencia adicional podrá asumirse como  $\mu P_{Rd}/2$  en cada ala y en cada fila horizontal de pernos, como muestra la Figura A32.6.21, donde  $\mu$  es el coeficiente de rozamiento correspondiente. Para secciones de acero sin pintura,  $\mu$  podrá tomarse como 0,5.  $P_{Rd}$  es la resistencia de un único perno de acuerdo con el apartado 6.6.3.1. En ausencia de ensayos que aporten una mejor información, la distancia libre entre alas no deberá superar los valores dados en la Figura A32.6.21.

(5) Si la sección se carga parcialmente (como por ejemplo en la Figura A32.6.22a), las cargas podrán distribuirse con una relación de 1: 2,5 a través del espesor  $t_e$  de la chapa de extremo. Las tensiones en el hormigón deberán limitarse en el área de introducción de las cargas eficaces, para secciones huecas rellenas de hormigón de acuerdo con (6) y para cualquier otro tipo de sección de acuerdo con el apartado 6.7 del Anejo 19.

(6) Si el hormigón de una sección hueca circular o cuadrada rellena se carga parcialmente, por ejemplo mediante chapas de unión a través del perfil o por rigidizadores como muestra la Figura A32.6.22, la resistencia local de cálculo del hormigón,  $\sigma_{c,Rd}$ , bajo las chapas de unión o rigidizadores resultante de los esfuerzos de la sección de hormigón deberá determinarse por:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left( 1 + \eta_{cL} \frac{t f_y}{a f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1}, \leq f_{yd} \quad (6.48)$$

donde:

$t$  es el espesor del tubo de acero;

$a$  es el diámetro del tubo o el ancho de la sección cuadrada;

$A_c$  es el área de la sección de hormigón del pilar;

$A_1$  es el área cargada bajo la chapa de unión, véase la Figura A32.6.22;

$\eta_{cL} = 4,9$  para tubos metálicos circulares y  $3,5$  para secciones cuadradas.

La relación  $A_c/A_1$  no deberá superar el valor de 20. Las soldaduras entre la chapa de unión y la sección hueca metálica deberán calcularse de acuerdo con apartado 4 del Anejo 26.

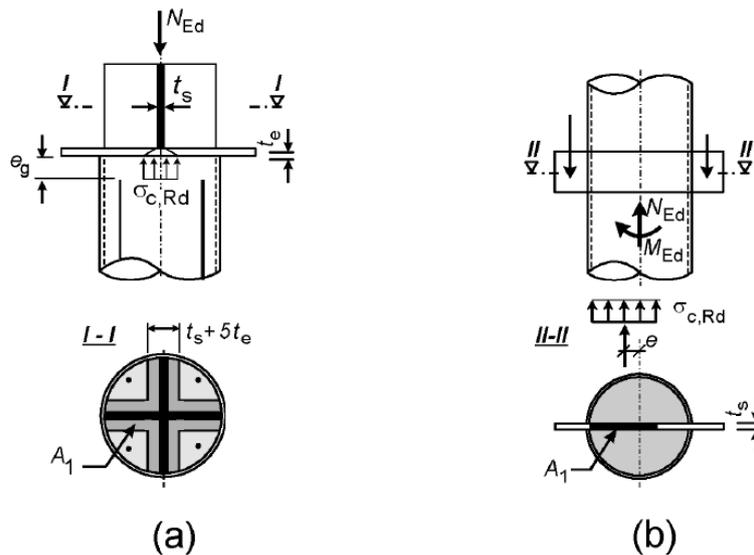
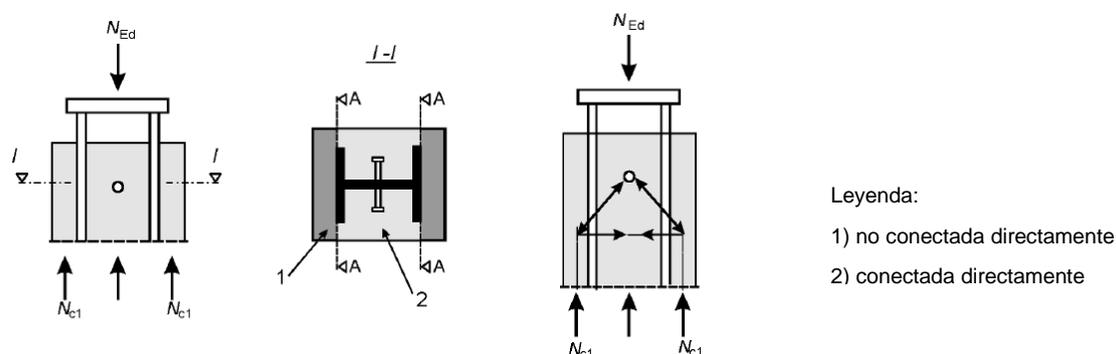


Figura A32.6.22: Secciones huecas circulares rellenas de hormigón parcialmente cargadas

(7) Para secciones huecas circulares rellenas de hormigón, la armadura longitudinal podrá tenerse en cuenta en la resistencia del pilar, incluso cuando la armadura no esté soldada a las chapas de extremo o en contacto directo con ellas, siempre que:

- no se requiera comprobación a fatiga,
- la distancia  $e_g$  entre armadura y chapa de extremo no supere los  $30\text{ mm}$ , véase la Figura A32.6.22a.

(8) La armadura transversal deberá cumplir con el apartado 9.5.3 del Anejo 19. En caso de secciones de acero embebidas parcialmente, el hormigón deberá mantenerse en posición gracias a la armadura transversal dispuesta de acuerdo con la Figura A30.6.10 del Anejo 30.



Leyenda:  
 1) no conectada directamente  
 2) conectada directamente

Figura A32.6.23: Superficies de hormigón conectadas directa e indirectamente para el dimensionamiento de la armadura transversal

(9) En el caso de introducción de cargas únicamente a través de la sección de acero o de hormigón, para secciones de acero embebidas totalmente, la armadura transversal deberá calcularse para el rasante que resulte de la transmisión del esfuerzo normal ( $N_{cl}$  en la Figura A32.6.23) proveniente de las partes del hormigón directamente conectadas por conectadores a las partes del hormigón sin conexión directa (véase la Figura A32.6.23, sección A-A; el área sombreada fuera de las alas de la Figura A32.6.23 deberá considerarse no conectada directamente). El cálculo y disposición de la armadura transversal deberá basarse en un modelo de bielas y tirantes tomando un ángulo de  $45^\circ$  entre la biela comprimida de hormigón y el eje del elemento.

### 6.7.4.3 Rasante exterior al área de introducción de cargas

(1) Fuera del área de introducción de cargas, el rasante en el contacto hormigón-acero deberá comprobarse cuando se deba a cargas transversales y/o a momentos en los extremos. Deberán disponerse conectadores, basados en una distribución del valor de cálculo del rasante, cuando éste supere la resistencia a cortante de cálculo  $\tau_{Rd}$ .

(2) En ausencia de métodos más precisos, podrán utilizarse análisis elásticos para determinar el rasante en el contacto, considerando los efectos diferidos y la fisuración del hormigón.

(3) Siempre que la superficie de la sección de acero en contacto con el hormigón no esté pintada y esté libre de aceites, grasas y otros residuos u óxidos, podrán tomarse los valores dados en la Tabla A32.6.6 para  $\tau_{Rd}$ .

Tabla A32.6.6: Resistencia de cálculo a cortante  $\tau_{Rd}$

Tipo de sección	$\tau_{Rd} \left( \frac{N}{mm^2} \right)$
Secciones de acero embebidas completamente en hormigón	0,30
Secciones circulares huecas rellenas de hormigón	0,55
Secciones huecas rectangulares rellenas de hormigón	0,40
Alas de secciones parcialmente embebidas	0,20
Almas de secciones parcialmente embebidas	0,00

(4) El valor de  $\tau_{Rd}$  dado en la Tabla A32.6.6 para secciones de acero completamente embebidas en hormigón es de aplicación para secciones con un recubrimiento mínimo de hormigón de 40 mm y una armadura transversal y longitudinal de acuerdo con el apartado 6.7.5.2. Para un recubrimiento de hormigón superior y un adecuado armado, podrán utilizarse valores superiores de  $\tau_{Rd}$ . Salvo que se verifique mediante ensayos, para secciones completamente embebidas podrá utilizarse el valor aumentado  $\beta_c \tau_{Rd}$ , con  $\beta_c$  dado por:

$$\beta_c = 1 + 0,02c_z \left(1 - \frac{c_{z,min}}{c_z}\right) \leq 2,5 \quad (6.49)$$

donde:

$c_z$  es el valor nominal del recubrimiento de hormigón en mm, véase la Figura A32.6.17a;

$c_{z,min} = 40 \text{ mm}$  es el recubrimiento mínimo de hormigón.

(5) Salvo que se compruebe lo contrario, para secciones *I* embebidas parcialmente con cortante transversal debido a flexión sobre el eje débil producido por cargas laterales o momentos en los extremos, deberán disponerse siempre conectadores. Si la resistencia a cortante no se toma como la resistencia del acero estructural únicamente, entonces la armadura transversal requerida para el cortante  $V_{c,Ed}$  de acuerdo con el apartado 6.7.3.2(4) deberá soldarse al alma de la sección de acero o pasar a través de ella.

## **6.7.5 Disposiciones sobre la definición de los detalles de proyecto**

### **6.7.5.1 Recubrimiento de hormigón para perfiles de acero y armaduras**

(1) Para secciones de acero totalmente embebidas deberá disponerse, al menos, un recubrimiento mínimo de hormigón armado que asegure una transmisión segura de las fuerzas de adherencia, la protección del acero frente a la corrosión y el desconchamiento del hormigón.

(2) El recubrimiento de hormigón para el ala de una sección completamente embebida no debe ser inferior a 40 mm, ni a un sexto de la longitud *b* del ala.

(3) Para el recubrimiento de armaduras en puentes, véase el apartado 4.

### **6.7.5.2 Armadura longitudinal y transversal**

(1) La armadura longitudinal de los pilares embebidos en hormigón que se considera en la resistencia de la sección transversal no debe ser menor al 0,3% de la sección transversal de hormigón. En secciones huecas rellenas de hormigón normalmente no se necesita armadura longitudinal, si no se requiere resistencia al fuego.

(2) La armadura longitudinal y transversal en pilares total o parcialmente embebidos en hormigón debe calcularse y justificarse de acuerdo con el apartado 9.5 del Anejo 19.

(3) La distancia libre entre las barras de armadura longitudinal y la sección de acero estructural puede ser inferior a la requerida en (2), incluso cero. En este caso, para determinar la adherencia, el perímetro efectivo *c* de la barra de armado debe tomarse como la mitad o un cuarto de su perímetro, como se muestra en la Figura A32.6.24 en (a) y (b), respectivamente.

(4) Para elementos total o parcialmente embebidos, donde las condiciones ambientales sean de clase X0 según la Tabla A19.4.1 del Anejo 19 y la armadura longitudinal se

desprecie en el cálculo, debe disponerse una armadura longitudinal mínima de 8 mm de diámetro y 250 mm de espaciamiento y una armadura transversal mínima de 6 mm de diámetro y 200 mm de espaciamiento. Alternativamente, se pueden utilizar mallas electrosoldadas de 4 mm de diámetro.

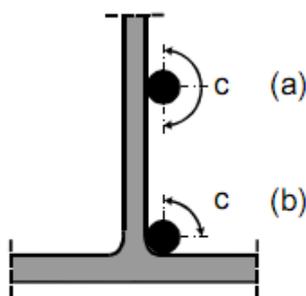


Figura A32.6.24: Perímetro efectivo  $c$  de la barra de armado

## 6.8 Fatiga

### 6.8.1 Generalidades

- (1) La resistencia a fatiga de las estructuras mixtas debe comprobarse cuando las estructuras estén sometidas a fluctuaciones repetitivas de tensiones.
- (2) El cálculo en estado límite de fatiga debe garantizar, con un nivel de probabilidad aceptable, que durante toda su vida útil, no es probable que la estructura falle por fatiga o que requiera reparaciones por daños de fatiga.
- (3) Para pernos conectadores en puentes, bajo la combinación característica de acciones, el esfuerzo rasante máximo por conectador no debe superar  $k_s P_{Rd}$ , donde  $P_{Rd}$  se determina de acuerdo con el apartado 6.6.3.1 y  $k_s = 0,75$ .
- (4) Para acero estructural, no se necesita hacer una evaluación a fatiga cuando se aplique el apartado 9.1.1(2) del Anejo 29.
- (5) Para hormigón y armaduras, no es necesario realizar una evaluación a fatiga si se aplica el apartado 6.8.4(107) el Anejo 29 o las salvedades enumeradas en el apartado 6.8.1(102) del Anejo 29.

### 6.8.2 Coeficientes parciales para la evaluación de la fatiga en puentes

- (1) Los coeficientes parciales  $\gamma_{Mf}$  para la resistencia a fatiga se recogen en el apartado 9.3 del Anejo 29 para elementos de acero y en el apartado 2.4.2.4 del Anejo 19 para hormigón y armaduras. Para pernos a cortante, se debe aplicar un coeficiente parcial  $\gamma_{Mf,s}$ .
- (2) Deben aplicarse coeficientes parciales  $\gamma_{Ff} = 1,0$  para las cargas de fatiga.

### 6.8.3 Resistencia a fatiga

- (1) La resistencia a fatiga del acero estructural y las soldaduras debe tomarse del apartado 7 del Anejo 27.

(2) La resistencia a fatiga del acero pasivo y activo debe tomarse del Anejo 19. Para hormigón es de aplicación el apartado 6.8.5 del Anejo 19.

(3) La curva de resistencia a fatiga de un perno soldado automáticamente de acuerdo con el apartado 6.6.3.1 se muestra en la Fig. 6.25 y viene dado, para hormigón convencional, por:

$$(\Delta\tau_R)^m N_R = (\Delta\tau_c)^m N_c \tag{6.50}$$

donde:

$\Delta\tau_R$  es la tensión tangencial de fatiga relativa al área de la sección del vástago de perno, utilizando el diámetro nominal del vástago;

$\Delta\tau_c$  es el valor de referencia para  $N_c = 2 \times 10^6$  ciclos con  $\Delta\tau_c$  igual a  $90 \text{ N/mm}^2$ ;

$m$  es la pendiente de la curva de resistencia a fatiga con el valor de  $m = 8$ ;

$N_R$  es el número de ciclos de carga-descarga.

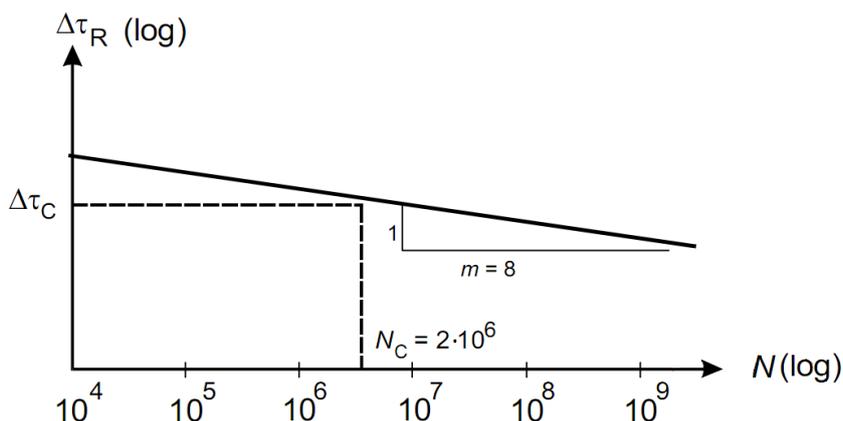


Figura A32.6.25: Curva de resistencia a fatiga para pernos en losas macizas

(4) Para pernos en hormigón ligero con una clase de densidad de acuerdo con el apartado 11 del Anejo 19, la resistencia a fatiga debe determinarse de acuerdo con (3) pero sustituyendo  $\Delta\tau_R$  por  $\eta_E \Delta\tau_R$  y  $\Delta\tau_c$  por  $\eta_E \Delta\tau_c$ , donde  $\eta_E$  se recoge en el apartado 11.3.2 del Anejo 19.

#### 6.8.4 Esfuerzos y cargas de fatiga

(1) Los esfuerzos deben determinarse mediante un análisis elástico global de la estructura de acuerdo con los apartados 5.4.1 y 5.4.2 y para la combinación de acciones indicada en el apartado 6.8.3 del Anejo 19.

(2) Los momentos flectores máximo y mínimo y/o los esfuerzos resultantes de la combinación de cargas de acuerdo con (1), se definen como  $M_{Ed,max,f}$  y  $M_{Ed,min,f}$ .

(3) Las cargas de fatiga deben obtenerse de la reglamentación específica vigente. Cuando no se especifique carga de fatiga, puede utilizarse el Apéndice A.1 del Anejo 27.

(4) Para puentes de carretera, pueden utilizarse métodos simplificados para la comprobación de la resistencia a fatiga acordes con el Anejo 21 y el Anejo 29, basados en el modelo de carga de fatiga de la reglamentación específica vigente.

(5) Para puentes de carretera pretensados por tendones y/o deformaciones impuestas, debe emplearse el modelo de cargas ponderadas para la comprobación de las armaduras y tendones de acuerdo con apéndice NN2.1 del Anejo 21.

(6) Para puentes ferroviarios, deben emplearse los valores característicos para el modelo de carga 71 de acuerdo con la reglamentación específica vigente.

### **6.8.5 Tensiones**

#### **6.8.5.1 Generalidades**

(1) El cálculo de tensiones deberá basarse en el apartado 7.2.1.

(2) Para la determinación de tensiones en regiones fisuradas, deberá tenerse en cuenta el efecto de la rigidización a tracción (tension stiffening) del hormigón en las tensiones en las armaduras.

(3) Salvo que se compruebe mediante un método de mayor precisión, el efecto de la rigidización a tracción (tension stiffening) sobre las tensiones en las armaduras podrá considerarse de acuerdo con el apartado 6.8.5.4.

(4) Salvo que se emplee un método más preciso, podrá despreciarse el efecto de la rigidización a tracción (tension stiffening) del hormigón en la determinación de las tensiones en el acero estructural.

(5) Debe tenerse en cuenta el efecto de la rigidización a tracción (tension stiffening) sobre las tensiones en el acero de pretensar. Puede utilizarse el apartado 6.8.5.6.

#### **6.8.5.2 Hormigón**

(1) Para la determinación de tensiones en elementos de hormigón será de aplicación el apartado 6.8 del Anejo 19.

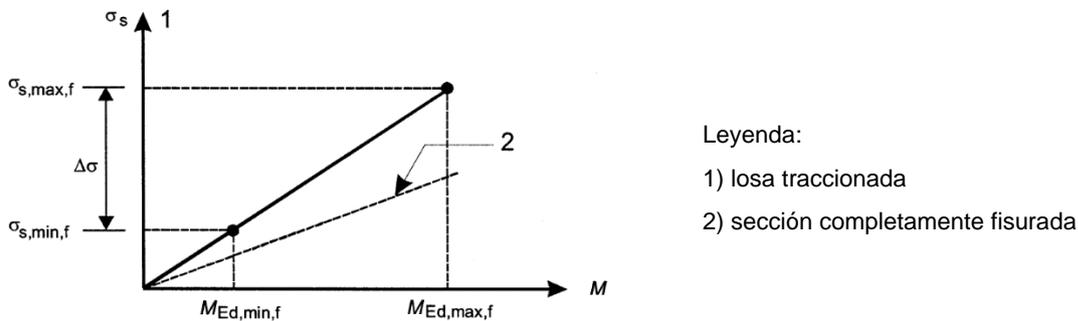
#### **6.8.5.3 Acero estructural**

(1) Cuando los momentos flectores  $M_{Ed,max,f}$  y  $M_{Ed,min,f}$  produzcan tensiones de tracción en la losa de hormigón, las tensiones en el acero estructural debidas a estos momentos flectores podrán determinarse en base al momento de inercia  $I_2$  de acuerdo con el apartado 1.4.2.12.

(2) Cuando  $M_{Ed,min,f}$  y  $M_{Ed,max,f}$ , o únicamente  $M_{Ed,min,f}$ , produzcan compresión en la losa de hormigón, las tensiones en el acero estructural debidas a estos momentos deberán determinarse con las propiedades de la sección no fisurada.

#### **6.8.5.4 Armadura pasiva**

(1) Cuando el momento flector  $M_{Ed,max,f}$  produzca tensiones de tracción en la losa de hormigón y cuando no se apliquen métodos más precisos, los efectos de la rigidización a tracción (tension stiffening) del hormigón en la tensión  $\sigma_{s,max,f}$  de la armadura debida al momento  $M_{Ed,max,f}$  deberán determinarse de las ecuaciones (7.4) a (7.6) del apartado 7.4.3 (3). En la ecuación (7.5) del apartado 7.4.3 (3), deberá utilizarse un coeficiente 0,2 en lugar del coeficiente 0,4.



Leyenda:

- 1) losa traccionada
- 2) sección completamente fisurada

Figura A32.6.26: Determinación de las tensiones  $\sigma_{s,max,f}$  y  $\sigma_{s,min,f}$  en zonas fisuradas

(2) Cuando el momento flector  $M_{Ed,min,f}$  también produzca tensiones de tracción en la losa de hormigón, el rango de tensiones  $\Delta\sigma$  se muestra en la Figura A32.6.26 y la tensión  $\sigma_{s,max,f}$  en la armadura debida al momento  $M_{Ed,min,f}$  podrá determinarse como:

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,max,f} \frac{M_{Ed,min,f}}{M_{Ed,max,f}} \quad (6.51)$$

(3) Cuando  $M_{Ed,min,f}$  y  $M_{Ed,max,f}$ , o únicamente  $M_{Ed,min,f}$ , produzcan compresión en la losa de hormigón, las tensiones en la armadura debidas a estos momentos deberán determinarse con las propiedades de la sección no fisurada.

### 6.8.5.5 Conexión a rasante

- (1) El rasante por unidad de longitud deberá calcularse mediante un análisis elástico.
- (2) En elementos en los que se produzca la fisuración del hormigón, los efectos de la rigidización a tracción (tension stiffening) deberán tenerse en cuenta en el modelo apropiado. Como simplificación, los esfuerzos rasantes en el contacto entre acero estructural y hormigón podrán determinarse utilizando las propiedades de la sección no fisurada.

### 6.8.5.6 Tensiones en las armaduras pasivas y activas de elementos pretensados mediante tendones adherentes

- (1) Para elementos con tendones adherentes, deberá tenerse en cuenta el distinto comportamiento adherente de armaduras y tendones en la comprobación de las tensiones en armaduras y tendones.
- (2) Las tensiones deben determinarse de acuerdo con el apartado 6.8.5.4 pero con  $\sigma_{s,max,f}$  determinada de acuerdo con el apartado 7.4.3(4).

## 6.8.6 Rango de tensiones

### 6.8.6.1 Acero estructural y armadura

- (1) El rango de tensiones deberá determinarse a partir de las tensiones calculadas de acuerdo con el apartado 6.8.5.
- (2) Cuando la comprobación a fatiga se base en el rango de tensiones de daño equivalente, en general, deberá determinarse un rango  $\Delta\sigma_E$  como:

$$\Delta\sigma_E = \lambda\phi|\sigma_{max,f} - \sigma_{min,f}| \quad (6.52)$$

donde:

$\sigma_{max,f}$  y  $\sigma_{min,f}$  son las tensiones máxima y mínima debidas a los apartados 6.8.4 y 6.8.5;

$\lambda$  es el coeficiente de daño equivalente;

$\phi$  es el coeficiente de impacto de daño equivalente.

(3) Cuando un elemento esté sometido a una combinación global y local de efectos, deberán considerarse los efectos de forma separada. Salvo que se aplique un método de mayor precisión, la tensión de amplitud constante equivalente debida a los efectos globales y locales deberá combinarse utilizando:

$$\Delta\sigma_E = \lambda_{glob}\phi_{glob}\Delta\sigma_{E,glob} + \lambda_{loc}\phi_{loc}\Delta\sigma_{E,loc} \quad (6.53)$$

en la que los subíndices “glob” y “loc” hacen referencia a los efectos globales y locales respectivamente.

(4) El coeficiente de daño equivalente  $\lambda$  depende del espectro de cargas y de la pendiente de la curva de resistencia a fatiga.

(5) El coeficiente  $\lambda$  para elementos de acero estructural se recoge en el apartado 9.5.2 del Anejo 29 para puentes de carretera y en el apartado 9.5.3 del Anejo 29 para puentes ferroviarios.

NOTA: Los coeficientes  $\lambda = \lambda_s$  para armaduras pasivas y activas se dan en el apéndice NN2 del Anejo 21 para puentes de carretera y en el apéndice NN.3 para puentes ferroviarios.

(6) Para puentes ferroviarios el coeficiente de impacto de daño equivalente  $\phi$  se define en la reglamentación específica vigente.

(7) Para puentes de carretera el coeficiente de impacto de daño equivalente puede tomarse igual a 1,0, salvo que la reglamentación específica vigente indique otro valor.

### 6.8.6.2 Conexión a rasante

(1) Para la comprobación de los pernos conectadores basada en rangos de tensiones nominales, el rango de la tensión tangencial equivalente de amplitud constante  $\Delta\tau_{E,2}$  para 2 millones de ciclos viene dado por:

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v\Delta\tau \quad (6.54)$$

donde:

$\lambda_v$  es el coeficiente de daño equivalente dependiente del espectro y de la pendiente  $m$  de la curva de resistencia a fatiga;

$\Delta\tau$  es el rango de tensiones tangenciales debidas a la carga de fatiga, relativas al área de la sección del vástago del perno utilizando el diámetro nominal  $d$  del vástago.

(2) El rango de tensiones tangenciales de amplitud constante equivalente en soldaduras de otros tipos de conexiones a cortante deberá calcularse de acuerdo con el apartado 6 del Anejo 27.

(3) Para puentes, el coeficiente de daño equivalente  $\lambda_v$  de los pernos a cortante debe determinarse a partir de  $\lambda_v = \lambda_{v,1}\lambda_{v,2}\lambda_{v,3}\lambda_{v,4}$  donde los coeficientes  $\lambda_{v,1}$  a  $\lambda_{v,4}$  se definen en (4) y (5).

(4) Para puentes de carretera con luces superiores a 100 m, debe emplearse el coeficiente  $\lambda_{v,1} = 1,55$ . Los coeficientes  $\lambda_{v,2}$  a  $\lambda_{v,4}$  deben determinarse de acuerdo con el apartado 9.5.2(3) a (6) del Anejo 29, pero empleando los exponentes 8 y 1/8 en lugar de los dados para que la curva de fatiga tenga la pendiente  $m = 8$  correspondiente a la curva de resistencia a fatiga de los pernos dada en el apartado 6.8.3.

(5) Para puentes ferroviarios, el factor  $\lambda_{v,1}$  debe tomarse de la reglamentación específica vigente.

NOTA: Los coeficientes  $\lambda_{v,2}$  a  $\lambda_{v,4}$  pueden determinarse de acuerdo con el apartado NN3.1 (104) a (106) del Apéndice NN del Anejo 21, pero empleando el exponente  $m=8$  para pernos en vez de el exponente  $k_2$ .

### **6.8.7 Evaluación de la fatiga basada en rangos de tensión nominal**

#### **6.8.7.1 Acero estructural, armadura pasiva y hormigón**

(1) La evaluación de la fatiga para armaduras pasivas deberá seguir el apartado 6.8.5 o 6.8.5 del Anejo 19.

(2) La comprobación para el hormigón comprimido deberá seguir el apartado 6.8.7 del Anejo 21.

(3) Para puentes, la evaluación de la fatiga para acero estructural deberá cumplir con el apartado 9 del Anejo 29.

(4) La evaluación de la fatiga para el acero de pretensar debe cumplir con el apartado 6.8.5 del Anejo 19.

#### **6.8.7.2 Conexión a rasante**

(1) Para pernos conectadores soldados a un ala de acero que bajo la combinación correspondiente de acciones siempre esté comprimida (véase el apartado 6.8.4(1)), la comprobación a fatiga deberá cumplir con el criterio:

$$\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s} \quad (6.55)$$

donde:

$\Delta\tau_{E,2}$  se define en el apartado 6.8.6.2(1);

$\Delta\tau_c$  es el valor de referencia de la resistencia a fatiga para 2 millones de ciclos determinada de acuerdo con el apartado 6.8.3.

Se determinará el rango de tensiones tangenciales  $\Delta\tau$  en el perno con el área de la sección transversal del vástago del perno utilizando el diámetro nominal  $d$  del vástago.

(2) Cuando la tensión máxima en el ala del perfil de acero a la que están soldados los pernos conectadores sea de tracción bajo la combinación correspondiente, deberá comprobarse la interacción en cualquier sección entre el rango de tensiones tangenciales  $\Delta\tau_E$  en la soldadura de los pernos conectadores y el rango de tensiones normales  $\Delta\sigma_E$  en el ala de acero utilizando las siguientes expresiones de interacción.

$$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,s}} \leq 1,3 \quad (6.56)$$

$$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad ; \quad \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,s}} \leq 1,0 \quad (6.57)$$

donde:

$\Delta\sigma_{E,2}$  es el rango de tensiones en el ala determinado de acuerdo con el apartado 6.8.6.1;

$\Delta\sigma_c$  es el valor de referencia de la resistencia a fatiga dado en apartado 7 del Anejo 27, considerando una categoría 80.

y los rangos de tensiones tangenciales  $\Delta\tau_{E,2}$  y  $\Delta\tau_c$  se definen en (1).

La expresión (6.56) deberá comprobarse para el valor máximo de  $\Delta\sigma_{E,2}$  y el valor correspondiente  $\Delta\tau_{E,2}$ , así como para la combinación del valor máximo de  $\Delta\tau_{E,2}$  y el valor correspondiente de  $\Delta\sigma_{E,2}$ . Salvo que se tenga en cuenta el efecto de la rigidización a tracción (tension stiffening) del hormigón por métodos de mayor precisión, el criterio de interacción deberá comprobarse con los rangos correspondientes de tensiones determinados con las propiedades de la sección tanto fisurada como no fisurada.

## 6.9 Elementos a tracción en puentes mixtos

(1) Los elementos aislados de hormigón traccionados, de acuerdo con el apartado 5.4.2.8(1) (a), deben calcularse de acuerdo con los apartados 6 y 9 del Anejo 21. Para pretensado con tendones, debe tenerse en cuenta el efecto del comportamiento diferencial de la adherencia del acero de pretensado y el de armar, de acuerdo con el apartado 6.8.2 del Anejo 19.

(2) Para elementos traccionados en puentes de tablero intermedio o superior y arcos atirantados donde el elemento traccionado está trabajando simultáneamente como tablero y está sometido a una combinación de efectos locales y globales, debe comprobarse la resistencia a cortante de cálculo para cortante vertical local y para punzonamiento debidos a cargas permanentes y cargas de tráfico. Salvo que se emplee un método más preciso, la comprobación debe ser acorde con los apartados 6.2 y 6.4 del Anejo 19 y el apartado 6.2.2.5(3) teniendo en cuenta el esfuerzo normal del elemento de hormigón armado de acuerdo con el apartado 5.4.2.8 (3) y (6).

(3) En los extremos de la parte de hormigón de un elemento mixto traccionado, para la introducción de la fuerza normal, debe disponerse un grupo concentrado de conectadores calculado de acuerdo con el apartado 6.6. La conexión a rasante debe ser capaz de transmitir el valor de cálculo de la fuerza normal del elemento de hormigón traccionado a lo largo de  $1,5b$ , donde  $b$  es el mayor entre el saliente del elemento de hormigón y la mitad de la distancia entre los elementos de acero adyacentes. Cuando los conectadores se comprueben para una fuerza normal determinada mediante el apartado 5.4.2.8(6), debe emplearse la ecuación (5.6-3).

(4) Deberán adoptarse disposiciones para distribuir, entre la parte acero estructural y la de hormigón armado, los esfuerzos y momentos de los elementos conectados a los extremos del elemento mixto traccionado.

- (5) Para elementos mixtos traccionados sometidos a tracción y flexión, debe disponerse una conexión a rasante de acuerdo con el apartado 6.6.
- (6) Para elementos mixtos a tracción, como diagonales en celosías, no debe suponerse en el cálculo que la longitud de introducción de las cargas supera en dos veces la dimensión transversal mínima del elemento.

## **7 Estados límite de servicio**

### **7.1 Generalidades**

- (1) Una estructura con elementos mixtos debe calcularse y construirse de forma que se satisfagan todos los estados límite de servicio de acuerdo con el apartado 3.4 del Anejo 18.
- (2) La comprobación de los estados límite de servicio debe basarse en el criterio establecido en el apartado 3.4(3) del Anejo 18.
- (3) El puente mixto o las partes específicas del mismo deben clasificarse dentro de clases ambientales de acuerdo con el apartado 4 del Anejo 21.
- (4) Para puentes o partes de puentes, deben realizarse comprobaciones en estado límite de servicio tanto en las fases de construcción como para situaciones persistentes.
- (5) Además, deberán tenerse en cuenta los requisitos y criterios recogidos en la reglamentación específica vigente.
- (6) Los estados límite de servicio de placas mixtas deben comprobarse de acuerdo con el Apartado 9.

### **7.2 Tensiones**

#### **7.2.1 Generalidades**

- (1) El cálculo de las tensiones en vigas en estado límite de servicio deben tener en cuenta los siguientes efectos, cuando corresponda:
  - arrastre por cortante;
  - fluencia y retracción del hormigón;
  - fisuración y rigidización a tracción (tension stiffening) del hormigón;
  - proceso constructivo;
  - aumento de la flexibilidad a causa de una interacción incompleta significativa producida por el deslizamiento de la conexión a rasante;
  - el comportamiento anelástico del acero y la armadura, si los hubiera;
  - alabeo y distorsión, si los hubiera.
- (2) El arrastre por cortante puede considerarse de acuerdo con el apartado 5.4.1.2.
- (3) Salvo que se emplee un método más preciso, los efectos de la fluencia y la retracción podrán tenerse en cuenta mediante el empleo de coeficientes de homogeneización de acuerdo con el apartado 5.4.2.2.
- (4) En secciones fisuradas, podrán despreciarse los efectos de primer orden de la retracción en la comprobación de tensiones.
- (5) En el análisis de secciones, debe despreciarse la resistencia a tracción del hormigón.
- (6) Debe tenerse en cuenta la influencia de la rigidización a tracción (tension stiffening) del hormigón entre fisuras sobre las tensiones en las armaduras pasivas y activas. Salvo que se empleen métodos más precisos, las tensiones en las armaduras deben determinarse de acuerdo con el apartado 7.4.3.

(7) Puede despreciarse la influencia de la rigidización a tracción (tension stiffening) en las tensiones del acero estructural.

(8) Deben sumarse las tensiones en la losa de hormigón y su armadura producidas por acciones globales y locales simultáneas.

### **7.2.2 Limitación de las tensiones en puentes**

(1) Deben evitarse una fluencia y microfisuración excesivas, limitando las tensiones de compresión en el hormigón.

(2) La limitación de tensiones en el hormigón al valor  $k_i f_{ck}$  debe realizarse de acuerdo con el apartado 7.2 del Anejo 19 como se modificó en el Anejo 21.

(3) La tensión en el acero de armar y en los tendones de pretensar debe ser tal que evite las deformaciones anelásticas del acero.

(4) Bajo la combinación característica de acciones, las tensiones deben limitarse a  $k_i f_{sk}$  en el acero de armar y a  $k_5 f_{pk}$  en tendones, donde los valores  $k_i$  y  $k_5$  se recogen en el apartado 7.2(5) del Anejo 19.

(5) Las tensiones en el acero estructural deben ser acordes con el apartado 7.3 del Anejo 29

(6) Para estados límites de servicio, el esfuerzo rasante por conector debe limitarse de acuerdo con el apartado 6.8.1 (3).

### **7.2.3 Respiración del alma**

(1) La esbeltez de las chapas del alma rigidizada o no rigidizada de las vigas mixtas debe limitarse de acuerdo con el apartado 7.4 del Anejo 29.

## **7.3 Deformaciones en puentes**

### **7.3.1 Flechas**

(1) Para el estado límite de deformación, es de aplicación el apartado A2.4 del Apéndice A2 del Anejo 18 y los apartados 7.5 a 7.8 y 7.12 del Anejo 29, cuando corresponda.

(2) Las flechas deben calcularse empleando un análisis elástico, de acuerdo con el Apartado 5.

(3) Las deformaciones que se produzcan durante la construcción deben controlarse de forma que el hormigón no se deteriore durante su colocación y ajuste a causa de desplazamientos incontrolados y que se alcance la geometría exigida a largo plazo.

### **7.3.2 Vibraciones**

(1) Para el estado límite de vibraciones deben aplicarse, según corresponda, la reglamentación específica vigente y los apartados 7.7 a 7.10 del Anejo 29.

## 7.4 Fisuración del hormigón

### 7.4.1 Generalidades

(1) Para la limitación del ancho de fisura, se aplicarán a las estructuras mixtas las consideraciones generales del apartado 7.3.1 del Anejo 19 modificado en el Anejo 21. La limitación del ancho de fisura dependerá de la clase de exposición de acuerdo con el apartado 4 del Anejo 21.

(2) Podrá obtenerse una estimación del ancho de fisura según el apartado 7.3.4 del Anejo 19 donde la tensión  $\sigma_s$  deberá calcularse teniendo en cuenta los efectos de la rigidización a tracción (tension stiffening). Salvo que se aplique un método de mayor precisión,  $\sigma_s$  se determinará de acuerdo con el apartado 7.4.3 (3).

(3) Como alternativa simplificada y conservadora, la reducción del ancho de fisura a un ancho aceptable podrá conseguirse asegurando un armado mínimo, según el apartado 7.4.2 y un espaciamiento entre barras o diámetros de las mismas no superiores a los límites establecidos en el apartado 7.4.3.

(4) Las reglas de aplicación para limitar el ancho de fisura a  $w_k$  se recogen en los apartados 7.4.2 y 7.4.3. Los valores de  $w_{max}$  serán los especificados para el apartado 7.3.1 del Anejo 21.

(5) Cuando la acción mixta se hace efectiva, a medida que va endureciendo el hormigón, deben tenerse en cuenta los efectos del calor de hidratación del cemento y su correspondiente retracción térmica, únicamente durante la fase de construcción, en estado límite de servicio para determinar las zonas en las que se prevé la aparición de tracciones.

(6) Salvo que se tomen medidas específicas para limitar los efectos del calor de hidratación del cemento, por simplificación, se supondrá una diferencia de temperatura constante (20K) entre la sección de hormigón y la de acero (hormigón más frío) para la determinación de las regiones fisuradas de acuerdo con el apartado 7.4.2 (5) y para la limitación del ancho de fisura de acuerdo con los apartados 7.4.2 y 7.4.3. Para la determinación de las tensiones en el hormigón, deben emplearse los coeficientes de edades tempranas.

### 7.4.2 Armadura mínima

(1) Salvo que se aplique un método más preciso de acuerdo con el apartado 7.3.2(1) del Anejo 19, en todas las secciones sin pretensado por tendones y sometidas a una tracción significativa debida a la coacción de las deformaciones impuestas (como por ejemplo efectos primarios o secundarios debidos a la retracción), en combinación o no con efectos de cargas directas, el área de armadura mínima requerida  $A_s$  para las losas de vigas mixtas vendrá dada por:

$$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s \quad (7.1)$$

donde:

$f_{ct,eff}$  es el valor medio de la resistencia eficaz a tracción del hormigón en el momento en que se espera que ocurra la primera fisura. Los valores para  $f_{ct,eff}$  podrán tomarse como  $f_{ctm}$ , véase la Tabla A.19.3.1, o como  $f_{1ctm}$ , véase la Tabla A19.11.3.1, según proceda, ambas del Anejo 19, tomando como clase la resistencia en el momento en que

se espera la fisuración. Cuando la edad del hormigón al fisurar no pueda establecerse con seguridad como menor de 28 días, la tensión mínima a tracción podrá adoptarse como  $3N/mm^2$ ;

$k$  es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de tensiones auto-equilibradas no uniformes y podrá tomarse como 0,8;

$k_s$  es el coeficiente que tiene en cuenta el efecto de la reducción de la fuerza normal en la losa de hormigón debido a la fisuración inicial y el deslizamiento local de la conexión a rasante, podrá tomarse como 0,9;

$k_c$  es el coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones en la sección inmediatamente anterior a la fisuración y viene dado por:

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}} + 0,3 \leq 1,0 \quad (7.2)$$

$h_c$  es el espesor del ala de hormigón, excluyendo cualquier nervio o costilla;

$z_0$  es la distancia vertical entre los centros de gravedad del ala de hormigón no fisurada y la sección mixta no fisurada, calculada utilizando el coeficiente de homogeneización  $n_0$  para cargas a corto plazo;

$\sigma_s$  es la tensión máxima permitida en la armadura inmediatamente después de la fisuración. Podrá tomarse como el límite elástico característico  $f_{sk}$ . Sin embargo podrá necesitarse un valor menor, dependiendo del diámetro de la barra, para satisfacer los límites requeridos del ancho de fisura. Este valor viene dado en la Tabla A32.7.1;

$A_{ct}$  es el área de la zona traccionada (debida a cargas directas y los efectos primarios de la retracción) inmediatamente antes de la fisuración de la sección. Por simplificación, podrá utilizarse el área de la sección del hormigón en el ancho eficaz.

Tabla A32.7.1: Diámetros máximos para barras corrugadas

Tensión en el acero $\sigma_s$ ( $N/mm^2$ )	Diámetro máximo de barra $\phi^*$ (mm) para el ancho de fisura $w_k$ de cálculo		
	$w_k = 0,4 mm$	$w_k = 0,3 mm$	$w_k = 0,2 mm$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

(2) El diámetro de barra máximo para la armadura mínima podrá modificarse a un valor  $\phi$  dado por:

$$\phi = \phi^* f_{ct,eff} / f_{ct,0} \quad (7.3)$$

donde:

$\phi^*$  es el diámetro máximo de la barra dado en la Tabla A32.7.1;

$f_{ct,0}$  es la resistencia a tracción de referencia del hormigón de valor  $2,9N/mm^2$ .

(3) Al menos la mitad de la armadura mínima requerida deberá disponerse entre la mitad de la profundidad de la losa y la cara sometida a las mayores tensiones de tracción.

(4) Para el dimensionamiento de la armadura mínima en las alas de hormigón con canto variable transversal a la dirección de la viga, deberá utilizarse el canto local.

(5) Debe disponerse la armadura mínima indicada en (1) y (2) donde las tensiones en el hormigón sean de tracción bajo la combinación característica de acciones. Para los elementos pretensados mediante tendones adherentes, es de aplicación el apartado 7.3.2(4) del Anejo 19.

(6) Donde se empleen tendones adherentes, podrá tenerse en cuenta la contribución de los tendones adherentes en la armadura mínima de acuerdo con el apartado 7.3.2(3) del Anejo 19.

#### 7.4.3 Control de la fisuración producida por cargas directas

(1) Donde, como mínimo, se disponga la armadura mínima dada en el apartado 7.4.2, la limitación del ancho de fisura a valores aceptables se alcanzará generalmente limitando el espaciamiento de las barras de armadura pasiva o su diámetro. El diámetro máximo de la barra y el espaciamiento máximo de la misma dependen de la tensión  $\sigma_s$  en la armadura pasiva y del ancho de fisura de cálculo. Los diámetros máximos de las barras se dan en la Tabla A32.7.1 y el espaciamiento máximo entre barras, en la Tabla A32.7.2.

Tabla A32.7.2: Espaciamiento máximo entre barras corrugadas

Tensión en el acero $\sigma_s$ ( $N/mm^2$ )	Espaciamiento máximo entre barras ( $mm$ ) para el ancho de fisura $w_k$ de cálculo		
	$w_k = 0,4 mm$	$w_k = 0,3 mm$	$w_k = 0,2 mm$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

(2) Los esfuerzos deben determinarse con un análisis elástico de acuerdo con el Apartado 5, teniendo en cuenta los efectos de la fisuración del hormigón. Las tensiones en la armadura deben determinarse teniendo en cuenta los efectos de la rigidización a tracción (tension stiffening) del hormigón entre fisuras. Salvo que se emplee un método más preciso, las tensiones pueden calcularse de acuerdo con (3).

(3) En vigas mixtas, cuando se suponga que la losa de hormigón está fisurada y no pretensada por tendones, las tensiones en la armadura pasiva aumentan a causa de los efectos de la rigidización a tracción (tension stiffening) del hormigón entre fisuras en comparación con las tensiones basadas en una sección mixta en la que se desprecia el hormigón. Las tensiones de tracción en la armadura  $\sigma_s$  debidas a cargas directas se pueden calcular como:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s \quad (7.4)$$

con:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4f_{ctm}}{\alpha_{st}\rho_s} \quad (7.5)$$

$$\alpha_{st} = \frac{AI}{A_a I_a} \quad (7.6)$$

donde:

$\sigma_{s,0}$  es la tensión en la armadura pasiva producida por esfuerzos que actúan sobre la sección mixta, calculada despreciando el hormigón traccionado;

$f_{ctm}$  es la resistencia media a tracción del hormigón tomada de la Tabla A19.3.1 como  $f_{ctm}$  para hormigón convencional o de la Tabla A19.11.3.1 como  $f_{1ctm}$  para hormigón ligero, ambas del Anejo 19 del Código Estructural;

$\rho_s$  es la cuantía de armadura pasiva dada por  $\rho_s = (A_s/A_{ct})$ ;

$A_{ct}$  es el área eficaz del ala de hormigón en la zona traccionada; por simplicidad, debe emplearse el área de la sección de hormigón dentro del ancho eficaz;

$A_s$  es el área total de todas las capas de armadura pasiva longitudinal dentro del área eficaz  $A_{ct}$ ;

$A, I$  son el área y el momento de inercia, respectivamente, de la sección mixta eficaz despreciando el hormigón traccionado y las chapas laminadas, si las hubiere;

$A_a, I_a$  son las propiedades correspondientes a la sección de acero estructural.

(4) Cuando se empleen tendones adherentes, el cálculo debe seguir el apartado 7.3 del Anejo 19 del Código Estructural, donde  $\sigma_s$  debe determinarse teniendo en cuenta los efectos de la rigidización a tracción (tension stiffening) del hormigón.

## 7.5 Tableros con vigas de acero embebidas

### 7.5.1 Generalidades

(1) Los efectos de las acciones en los estados límite de servicio deben determinarse de acuerdo con las disposiciones (1) a (4) y (6) a (8) del apartado 5.4.2.9.

### 7.5.2 Fisuración del hormigón

(1) Deben considerarse las reglas de aplicación del apartado 7.4.1.

(2) Para las barras de armado en la dirección de las vigas de acero dentro del espesor total del tablero, deben aplicarse los apartados 7.5.3 y 7.5.4.

### 7.5.3 Armadura mínima

(1) Salvo que se compruebe con unos métodos más precisos, la armadura longitudinal superior mínima  $A_{s,min}$  por viga embebida debe determinarse como sigue:

$$A_{s,min} \geq 0,01A_{c,eff} \quad (7.7)$$

donde

$A_{c,eff}$  es el área eficaz de hormigón dada por  $A_{c,eff} = s_w c_{st} \leq s_w d_{eff}$

$d_{eff}$  es el espesor eficaz del hormigón dado por  $d_{eff} = c + 7,5\phi_s$

$\phi_s$  es el diámetro de la armadura longitudinal en [mm] dentro del intervalo  $10 \text{ mm} \leq \phi_s \leq 16 \text{ mm}$

$c, c_{st}$  es el recubrimiento de hormigón de la armadura longitudinal y de la sección de acero estructural respectivamente (véase la Figura A32.6.8)

$s_w$  se define en la Figura A32.6.8

El espaciamiento de las barras de la armadura longitudinal debe satisfacer la siguiente condición:  $100 \text{ mm} \leq s \leq 150 \text{ mm}$ .

### 7.5.4 Control de la fisuración producida por cargas directas

(1) Es de aplicación el apartado 7.4.3 (1).

(2) La tensión en la armadura puede calcularse empleando las propiedades de la sección mixta fisurada con un momento de inercia  $I_2$  de acuerdo con el apartado 1.4.2.12.

## **8 Losas de hormigón prefabricado en puentes mixtos**

### **8.1 Generalidades**

(1) En este apartado 8 se analizan las losas prefabricadas de hormigón armado o pretensado, utilizadas como alas de canto total de tableros de puentes o como losas de canto parcial actuando junto con hormigón "in situ".

(2) Las losas prefabricadas de puentes deben calcularse de acuerdo con los Anejos 19 a 21 del Código Estructural y también para la acción mixta con las vigas de acero.

(3) Deben considerarse en el cálculo las tolerancias de las alas de acero y del elemento de hormigón prefabricado.

### **8.2 Acciones**

(1) Cuando los elementos prefabricados actúan como encofrado perdido debe cumplirse la reglamentación específica vigente.

### **8.3 Cálculo, análisis y definición de los detalles de proyecto de las losas de puentes**

(1) Si se supone que la losa de hormigón prefabricado actúa junto con el hormigón "in situ", debe calcularse como continua tanto en dirección longitudinal como transversal. Las uniones entre losas deben calcularse para transmitir las fuerzas en el plano de contacto así como los momentos flectores y los cortantes. Las compresiones perpendiculares a la junta se puede suponer que se transmiten mediante la presión de contacto si la junta está rellena de mortero o adhesivo o si se demuestra mediante ensayos que las superficies de contacto están lo suficientemente próximas.

(2) Para el empleo de conectadores en grupos, véase el apartado 6.6.5.5(4).

(3) Podrá emplearse una distribución escalonada de los esfuerzos rasantes siempre que se cumplan las limitaciones del apartado 6.6.1.2(1).

### **8.4 Superficie de contacto entre la viga de acero y la losa de hormigón**

#### **8.4.1 Sistemas de apoyo y tolerancias**

(1) Cuando se utilicen losas prefabricadas sin sistemas de apoyo, deberán especificarse las tolerancias requeridas para el apoyo sobre la estructura de acero.

#### **8.4.2 Corrosión**

(1) Las alas de acero bajo losas prefabricadas sin sistema de apoyo deben tener la misma protección frente a corrosión que el resto de la estructura de acero, salvo que se pueda omitir cualquier revestimiento estético que se pueda aplicar tras el montaje de la estructura.

#### **8.4.3 Conexión a rasante y armadura pasiva transversal**

(1) La conexión a rasante y la armadura transversal deben calcularse de acuerdo con las cláusulas correspondientes de los apartados 6 y 7.

(2) Si los conectadores soldados a la viga de acero se introducen en el interior de huecos o uniones entre losas, que se rellenan de hormigón después del montaje, la definición de los detalles de proyecto y las propiedades del hormigón (por ejemplo, el tamaño del árido) deben ser tales que permitan un hormigonado adecuado de los mismos. La distancia libre entre los conectadores y el elemento prefabricado debe ser suficiente, en todas las direcciones, para permitir una compactación completa del hormigón de relleno teniendo en cuenta las tolerancias.

(3) Si los conectadores se disponen en grupos, la armadura debe colocarse cerca de cada grupo para evitar el fallo local prematuro tanto en el hormigón prefabricado como en el ejecutado "in situ".

## 9 Placas mixtas en puentes

### 9.1 Generalidades

(1) Este apartado 9 es válido para placas mixtas formadas por una chapa plana nominal de acero estructural conectada a una capa de hormigón ejecutado in situ mediante pernos y que se utilizan como ala en un tablero de un puente soportando cargas transversales así como fuerzas en su plano, o como ala inferior de una viga cajón. Las placas de piel doble u otros tipos de conectadores no están contemplados en este apartado.

(2) Las placas de acero deben estar apoyadas durante la ejecución, bien permanentemente o bien mediante apoyos temporales, con el fin de limitar su flecha a menos de 0,05 veces el espesor de la capa de hormigón salvo que se tenga en cuenta en el cálculo de la placa de acero el peso adicional de hormigón producido por la deformación de la placa.

(3) El ancho eficaz debe determinarse de acuerdo con el apartado 5.4.1.2, donde  $b_0$  debe tomarse como  $2a_w$  con  $a_w$  como se define en el apartado 9.4(4).

(4) Para el análisis global, son de aplicación los apartados 5.1 y 5.4.

### 9.2 Cálculo de efectos locales

(1) Los efectos locales son los momentos flectores y los cortantes producidos por las cargas transversales sobre la placa mixta actuando como una losa unidireccional o bidireccional. Para el análisis de los efectos de las acciones locales, puede suponerse que la placa mixta es elástica y no está fisurada. El ala superior de una viga doble T no necesita calcularse como mixta en la dirección transversal.

(2) Puede suponerse que el hormigón y la chapa de acero trabajan con acción mixta sin deslizamiento.

(3) La resistencia a flexión y a esfuerzo cortante vertical puede comprobarse considerando que la chapa de acero es parte de la armadura pasiva de la losa de hormigón armado. La resistencia de cálculo a cortante vertical en el apartado 6.2.2.5(3) es aplicable, cuando la distancia en dirección longitudinal y transversal entre conectadores no supere en tres veces el espesor de la placa mixta.

### 9.3 Cálculo de efectos globales

(1) La placa mixta debe calcularse para resistir todos los esfuerzos producidos por las cargas axiales, flexión global y torsión de todas las vigas longitudinales o transversales de las que forme parte.

(2) La resistencia de cálculo a la compresión en su plano puede tomarse como la suma de las resistencias de cálculo del hormigón y de la chapa de acero dentro del ancho eficaz. Debe considerarse la reducción de la resistencia debida a los efectos de segundo orden de acuerdo con el apartado 5.8 del Anejo 19 del Código Estructural.

(3) La resistencia de cálculo a la tracción en su plano debe tomarse como la suma de las resistencias de cálculo de la chapa de acero y de la armadura dentro del ancho eficaz.

(4) Para los conectadores, debe considerarse la interacción con los efectos de las cargas locales como se indica en el apartado 9.4(1). En otro caso, no necesitaría considerarse. Los conectadores calculados para esfuerzos cortantes, tanto en la dirección longitudinal como transversal, deben comprobarse para el vector suma de las fuerzas simultáneas sobre el conectador.

#### 9.4 Cálculo de los conectadores

(1) La resistencia a fatiga y los requisitos para los estados límite de servicio deben comprobarse para la combinación del efecto local y el efecto global simultáneo.

(2) Puede emplearse la resistencia de cálculo de los pernos conectadores indicada en los apartados 6.6.3 y 6.8.3 siempre que la losa de hormigón tenga una armadura inferior con un área no inferior a 0,002 veces el área de hormigón en cada una de las dos direcciones perpendiculares.

(3) Son de aplicación las reglas para la definición de los detalles de proyecto del apartado 6.6.5.

(4) Para alas grandes de vigas, puede determinarse la distribución del rasante debido a los efectos globales para estados límite de servicio y de fatiga como sigue, con el fin de considerar el deslizamiento y el arrastre por cortante. La fuerza longitudinal  $P_{Ed}$  en un conectador a distancia  $x$  del alma más cercana puede tomarse como

$$P_{Ed} = \frac{v_{L,Ed}}{n_{tot}} \left[ \left( 3,85 \left( \frac{n_w}{n_{tot}} \right)^{-0,17} - 3 \right) \left( 1 - \frac{x}{b} \right)^2 + 0,15 \right] \quad (9.1)$$

donde

$v_{L,Ed}$  es el rasante de cálculo por unidad de longitud en la losa de hormigón debido a los efectos globales en el alma considerada, que se determina empleando los anchos eficaces para el arrastre por cortante,

$n_{tot}$  es el número total de conectadores del mismo tamaño por unidad de longitud de la viga como se muestra en la Figura A32.9.1, siempre que el número de conectadores por unidad de área no aumente con  $x$ ,

$n_w$  es el número de conectadores por unidad de longitud situados en una distancia medida desde el alma igual a la mayor entre  $10t_f$  y 200 mm, donde  $t_f$  es el espesor de la chapa de acero. Para estos conectadores,  $x$  debe tomarse como 0,

$b$  es igual a la mitad de la distancia entre almas adyacentes o la distancia entre el alma y el borde libre del ala.

En el caso de que el ala se extienda una distancia  $a_w$  fuera del alma de acuerdo con la Figura A32.9.1, el número de conectadores  $n_{tot}$  y  $n_w$  puede incluir conectadores dispuestos en este ala. Los conectadores deben concentrarse en la región  $n_w$  de acuerdo con la Figura A32.9.1. El espaciamiento de los conectadores debe satisfacer las condiciones de (7) para evitar el pandeo local prematuro de la placa.

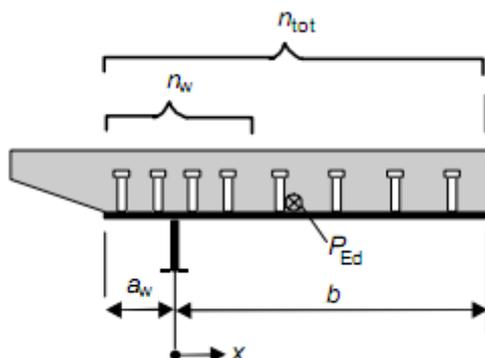


Figura A32.9.1: Definición de la notación de la ecuación (9.1)

(5) No se requiere de una determinación más precisa de la distribución de los esfuerzos rasantes en alas inferiores mixtas de secciones cajón de acuerdo con (4), si la distribución de los conectadores se basa en las siguientes reglas:

- Los conectadores deben concentrarse en las esquinas de la viga cajón;
- Al menos el 50% del total de los conectadores, que son los responsables de transmitir el esfuerzo rasante del alma del ala inferior de hormigón, deben estar conectados al alma en el ala inferior de hormigón y dentro del ancho  $b_f$  del ala inferior de acero. El ancho  $b_f$  del ala inferior de acero debe tomarse como el mayor de:

$$b_f = 20t_f, \quad b_f = 0,2b_{ei} \quad \text{y} \quad b_f = 400 \text{ mm}$$

donde  $b_{ei}$  es el ancho eficaz del ala inferior de acuerdo con el apartado 5.4.1.2 y  $t_f$  el espesor del ala inferior de acero.

(6) Para estados límite últimos, puede suponerse que todos los conectadores dentro del ancho eficaz soportan el mismo esfuerzo rasante.

(7) Cuando se pueda confiar en que la coacción de los conectadores evita la abolladura local del elemento de acero de la placa mixta comprimida, el espaciamiento de centro a centro de los conectadores no debe superar los límites recogidos en la Tabla A32.9.1.

Tabla A32.9.1: Límites superiores para los espaciamientos de los conectadores en una placa mixta comprimida

		Clase 2	Clase 3
Perpendicular a la dirección del esfuerzo de compresión	ala exterior:	$14t\varepsilon$	$20t\varepsilon$
	ala interior:	$45t\varepsilon$	$50t\varepsilon$
En la dirección del esfuerzo de compresión	alas exteriores e interiores:	$22t\varepsilon$	$25t\varepsilon$
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ , con $f_y$ en N/mm <sup>2</sup>		t - espesor del ala de acero	

## Apendice C . Recomendaciones para los pernos conectadores que generan fuerzas de rotura en la dirección del espesor de la losa

### C.1 Resistencia de cálculo y definición de los detalles de proyecto

(1) La resistencia a cortante de cálculo de un perno conectador acorde con el apartado 6.6.3.1, que produce esfuerzos de rotura en la dirección del canto de la losa, véase la Figura A32.C.1, debe determinarse para los estados límite últimos (salvo el de fatiga) a partir de la ecuación (C.1), si esto conduce a un valor inferior al de las ecuaciones (6.18) y (6.19):

$$P_{Rd,L} = \frac{1,4k_V(f_{ck}da'_r)^{0,4}(a/s)^{0,3}}{\gamma_V} \quad [\text{kN}] \quad (\text{C.1})$$

donde:

- $a'_r$  es la distancia eficaz al borde;  $= a_r - c_V - \Phi_s/2 \geq 50 \text{ mm}$ ;
- $k_V = 1$  para conexiones a rasante en posición de borde,  
 $= 1,14$  para conexiones a cortante en posición intermedia;
- $\gamma_V$  es el coeficiente parcial de seguridad;

NOTA: Véase la definición del apartado 6.6.3.1(1) para  $\gamma_V$

- $f_{ck}$  es la resistencia característica del hormigón en probeta cilíndrica a la edad considerada, en  $\text{N/mm}^2$ ;
- $d$  es el diámetro del vástago del perno con  $19 \leq d \leq 25 \text{ mm}$ ;
- $h$  es la altura total del perno con  $h/d \geq 4$ ;
- $a$  es el espaciamiento horizontal de los pernos con  $110 \leq a \leq 440 \text{ mm}$ ;
- $s$  es el espaciamiento de los cercos con  $a/2 \leq s \leq a$  y  $s/a'_r \leq 3$ ;
- $\Phi_s$  es el diámetro de los cercos con  $\Phi_s \geq 8 \text{ mm}$ ;
- $\Phi_l$  es el diámetro de la armadura longitudinal con  $\Phi_l \geq 10 \text{ mm}$ ;
- $c_V$  es el recubrimiento vertical de hormigón de acuerdo con la Fig. C.1 en [mm].

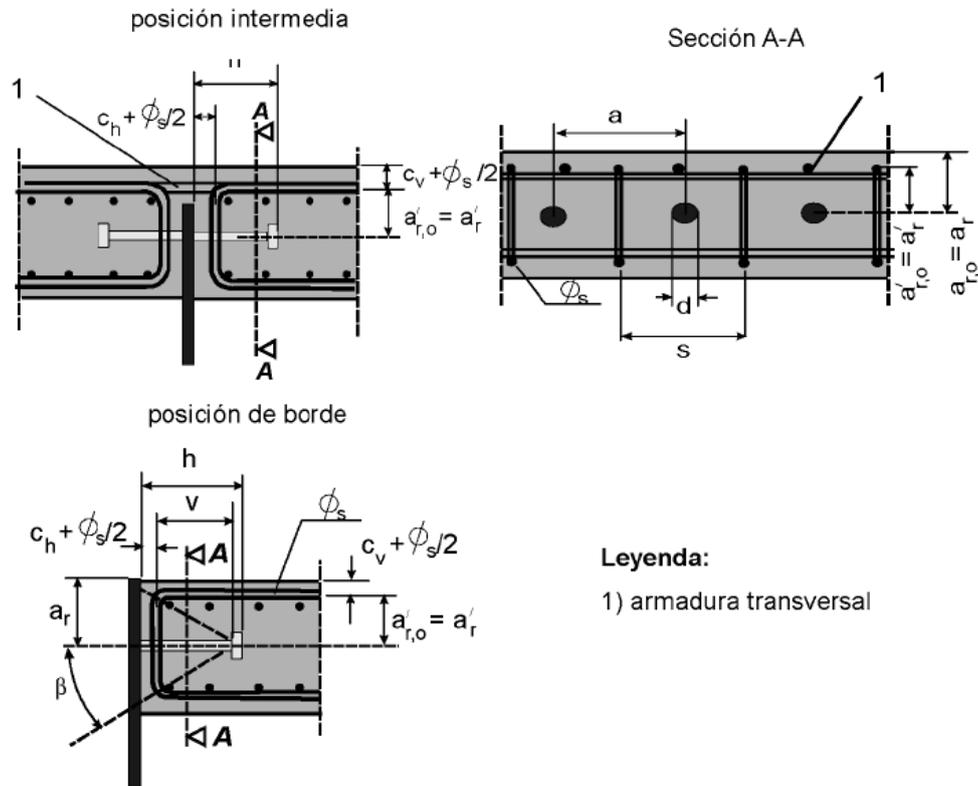


Figura A32.C.1: Posición y parámetros geométricos de los conectores con pernos dispuestos horizontalmente

(2) El fallo por arrancamiento de un perno en el borde de la losa debe evitarse satisfaciendo las condiciones siguientes:

$$\text{hormigón no fisurado: } \beta \leq 30^\circ \quad \text{o} \quad v \geq \max\{110 \text{ mm}; 1,7a'_r; 1,7s/2\}$$

$$\text{hormigón fisurado: } \beta \leq 23^\circ \quad \text{o} \quad v \geq \max\{160 \text{ mm}; 2,4a'_r; 2,4s/2\}$$

con  $v$  como se muestra en la Figura A32.C.1.

(3) La fuerza de rotura en la dirección del canto de la losa debe resistirse con cercos, que deben calcularse para un esfuerzo de tracción acorde con la siguiente ecuación:

$$T_d = 0,3P_{Rd,L} \quad (C.2)$$

(4) Debe considerarse la influencia del cortante vertical en la resistencia de cálculo de un perno conector debido a un apoyo vertical de la losa. La interacción puede comprobarse con la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{F_{d,L}}{P_{Rd,L}}\right)^{1,2} + \left(\frac{F_{d,V}}{P_{Rd,V}}\right)^{1,2} \leq 1 \quad (C.3)$$

con

$$P_{Rd,V} = \frac{0,012(f_{ck}\phi_l)^{0,5}\left(\frac{a}{s}\right)^{0,4}(\phi_s)^{0,3}(a'_{r,0})^{0,7}k_V}{\gamma_V} \quad [\text{kN}] \quad (C.4)$$

donde  $a'_{r,0}$  es la distancia efectiva al borde con  $a'_{r,0} = a_{r,0} - c_V - \frac{\Phi_s}{2} \geq 50 \text{ mm}$ . Además de los requisitos de cálculo recogidos en C.1(1), deben satisfacerse las siguientes condiciones:

$$h \geq 100 \text{ mm}; \quad 110 \leq a \leq 250 \text{ mm}; \quad \Phi_s \leq 12 \text{ mm}; \quad \Phi_l \leq 16 \text{ mm}.$$

## C.2 Resistencia a fatiga

(1) La curva de resistencia a fatiga de los pernos que producen fuerzas de rotura en la dirección del espesor de la losa de acuerdo con C.1(1) se obtiene para el hormigón convencional mediante el menor de los valores del apartado 6.8.3 y la ecuación (C.5):

$$(\Delta P_R)^m N = (\Delta P_c)^m N_c \quad (\text{C.5})$$

donde:

$\Delta P_R$  es la resistencia a fatiga basada en la variación del cortante entre pernos;

$\Delta P_c$  es el valor de referencia de la resistencia a fatiga con  $N_c = 2 \times 10^6$  de acuerdo con la Tabla A32.C.1;

$m$  es la pendiente de la curva de resistencia a fatiga con  $m = 8$ ;

$N$  es el número de ciclos de carga.

En la Tabla A32.C.1  $a'_r$  es la distancia efectiva al borde de acuerdo con la Figura A32.C.1 y la cláusula C.1(1).

Tabla A32.C.1: Resistencia a fatiga  $\Delta P_c$  para pernos dispuestos horizontalmente

$a'_r$ [mm]	50	$\geq 100$	<b>NOTA:</b> Para $50 < a'_r < 100 \text{ mm}$ , $\Delta P_c$ debe obtenerse por interpolación lineal.
$\Delta P_c$ [kN]	24,9	35,6	

(2) Para el máximo esfuerzo rasante por conector, es de aplicación el apartado 6.8.1(3).